

農業用ため池の豪雨災害に関する研究

堀 俊和*

目 次

I 緒言	141	3.5.4	パイピングホールの形状と進展： 星ヶ谷ため池の事例	157
1.1 研究の背景と目的	141	3.5.5	漏水ため池におけるパイピングホールの 形成：山崎ため池の事例	160
1.2 最近の研究の動向	142	3.5.6	腰石垣の効果：王子ため池の事例	162
1.2.1 ため池の豪雨災害に関する研究	142	3.5.7	その他の事例： 田の方上ため池，柳ため池	164
1.2.2 海外のアースダムの研究	142	3.5.8	堤体の浸透破壊事例に関するまとめ	166
1.2.3 河川堤防・鉄道分野における 豪雨災害の研究	142	3.6	付帯構造物周りで発生した浸透破壊事例	166
1.3 本論文の位置づけと研究の構成	143	3.6.1	底樋周りの地盤の変形により浸透破壊が 生じた事例：麻生ため池の事例	166
II 豪雨によるため池災害の特徴	143	3.6.2	改修後に底樋周りで浸透破壊が発生した 事例その1：内原野ため池の事例	169
2.1 概説	143	3.6.3	改修後に底樋周りで浸透破壊が発生した 事例その2：宝谷ため池の事例	172
2.2 既往の研究レビュー	143	3.6.4	改修後に洪水吐周りで浸透破壊が発生した 事例：洗沢ため池の事例	173
2.3 分析の対象とするため池	144	3.6.5	付帯構造物周りの浸透破壊事例に関する まとめ	175
2.4 豪雨によるため池の被災形態の分類	144	3.7	ハイドロリックフラクチャリングに関する 実験的検討	176
2.5 堤体土とため池被災の関係	145	3.7.1	実験の目的	176
2.6 降雨量とため池被災の関係	146	3.7.2	既往の文献レビュー	176
2.6.1 概要	146	3.7.3	点注入によるハイドロリック フラクチャリング試験の実験方法	176
2.6.2 1985年梅雨前線豪雨災害における 降雨量分布とため池被災分布	146	3.7.4	点注入によるハイドロリック フラクチャリング試験の実験結果	178
2.6.3 1997年台風9号による豪雨災害における 降雨量分布とため池被災分布	147	3.7.5	初期亀裂を有した供試体のハイドロリック フラクチャリング試験の実験方法	182
2.6.4 降雨形態とため池被災の関係	148	3.7.6	初期亀裂を有した供試体のハイドロリック フラクチャリング試験の実験結果	183
2.6.5 貯水位の上昇とため池被災の関係	149	3.7.7	実験結果の考察	184
2.6.6 被災発生の限界雨量と被災の予測	150	3.7.8	ハイドロリックフラクチャリングに関する 実験的検討のまとめ	184
2.6.7 地域特性について	150	3.8	豪雨によるため池の浸透破壊のメカニズム	185
2.7 個別ため池の分析の必要性	151	3.8.1	堤体盛土に発生する浸透破壊	185
2.8 ため池の豪雨災害の特徴に関するまとめ	152	3.8.2	基礎地盤に発生する浸透破壊経路	188
III 浸透破壊によるため池の崩壊	153	3.8.3	付帯構造物周りに発生する浸透破壊	188
3.1 概説	153	3.9	浸透破壊に対する対策	190
3.2 用語の定義	153	3.9.1	腰石垣（下流ドレーン）の効果	190
3.3 既往の研究レビュー	153	3.9.2	上流斜面の保護	190
3.4 浸透破壊によるため池の被災事例の概要	154	3.9.3	漏水対策	190
3.5 堤体における浸透破壊事例	154			
3.5.1 概要	154			
3.5.2 常時満水位から設計洪水位にかけての 上流斜面を入口とする浸透破壊： 迫の益ため池の事例	155			
3.5.3 刃金土の劣化による浸透破壊： 江良ため池の事例	156			

* 造構部土質研究室

平成16年12月13日受理

キーワード：農業用ため池，豪雨災害

3.10 豪雨によるため池の浸透破壊のまとめ	190	5.3.4 越流を受けながら決壊しなかった事例	
IV すべり破壊によるため池の崩壊	192	その1：仏光寺ため池の事例	223
4.1 概説	192	5.3.5 越流を受けながら決壊しなかった事例	
4.2 すべり破壊事例に関する既往の研究レビュー	192	その2：長沢ため池の事例	224
4.3 すべり破壊を生じた被災ため池の事例	192	5.4 越流破壊に関する考察	225
4.3.1 逐次すべりの事例：蚕屋敷中ため池	192	5.4.1 ため池における洪水吐の放水能力の現状	225
4.3.2 漏水を伴うすべり破壊：銭茂谷内ため池	193	5.4.2 越流に対する堤体の耐浸食性に関する考察	226
4.3.3 堤体内の遮水性低下による漏水とすべり破壊：大溜1号ため池の事例(1998年)	194	5.4.3 洪水吐周辺地山や洪水吐水路の問題	226
4.3.4 堤体に表面流が作用したすべり破壊：青野堤ため池の事例	196	5.4.4 越流による破壊のメカニズムに関する考察	226
4.3.5 地下水位形状とすべり破壊：大溜1号ため池の事例(2002年)	197	5.5 越流破壊に対する対策	227
4.3.6 すべり破壊が発生した事例のまとめ	199	5.6 越流破壊によるため池の崩壊に関するまとめ	227
4.4 すべり破壊に関する実験的検討	200	VI 地中レーダによる漏水経路の調査法	
4.4.1 実験の目的と概要	200	—ため池の豪雨災害に対する防止対策—	228
4.4.2 既往の文献レビュー	200	6.1 概説	228
4.4.3 実験の概要と実験ケース	200	6.2 既往の漏水経路調査法のレビュー	228
4.4.4 実験材料および要素試験	201	6.3 ため池の漏水の特徴	228
4.4.5 緩詰め堤体の貯水による浸透実験	204	6.3.1 堤体盛土に発生する漏水経路	229
4.4.6 緩詰め堤体の実験結果の考察	206	6.3.2 付帯構造物周辺に発生する漏水経路	229
4.4.7 密詰め堤体の貯水による浸透実験	207	6.4 地中レーダの概要	229
4.4.8 密詰め堤体の降雨実験その1		6.4.1 電磁波の伝搬・反射の原理	229
段階的な降雨量増加	210	6.4.2 地中レーダシステムと堤体における可探深度	230
4.4.9 密詰め堤体の降雨実験その2		6.5 ため池の漏水経路調査への応用	230
強い降雨強度を急激に作用させた場合	212	6.5.1 堤体内漏水の場合	230
4.4.10 密詰め堤体の実験結果の考察	216	6.5.2 付帯構造物周辺の漏水の場合	231
4.4.11 すべり破壊に関する実験的検討のまとめ	218	6.5.3 調査手法の提案	231
4.5 豪雨時におけるすべり破壊のメカニズムに関する考察	218	6.6 室内モデル実験による検討	231
4.5.1 すべりの規模	218	6.6.1 実験方法	231
4.5.2 サクションの影響	218	6.6.2 実験結果	232
4.5.3 浸透破壊との複合した破壊メカニズム	219	6.7 堤体内漏水経路の調査	233
4.5.4 崩壊の発生場所	219	6.7.1 調査ため池の概要	233
4.5.5 崩壊の進展と停止	219	6.7.2 調査方法	234
4.6 すべりに対する対策	219	6.7.3 調査結果	234
4.6.1 腰石垣	219	6.7.4 電気探査による見かけ比抵抗値の調査結果	234
4.6.2 降雨浸透の抑制	220	6.7.5 堤体内漏水経路の調査結果に関する考察	235
4.6.3 漏水対策	220	6.8 付帯構造物周辺の漏水経路調査	235
4.7 すべり破壊によるため池の崩壊に関するまとめ	220	6.8.1 調査洪水吐の概要及び調査方法	236
V 越流破壊によるため池の崩壊	220	6.8.2 調査結果	237
5.1 概説	220	6.9 考察	238
5.2 既往の文献レビュー	221	6.10 地中レーダによる漏水経路の調査法のまとめ	238
5.3 越流破壊の事例	221	VII 結論	238
5.3.1 堤体の不等沈下による越流水の集中：狼藪ため池の事例	221	7.1 第2章について	238
5.3.2 浸透破壊との複合的な崩壊：大谷ため池の事例	222	7.2 第3章について	239
5.3.3 水路の流下能力不足で下流斜面が浸食された事例：二千六百紀ため池	223	7.3 第4章について	240
		7.4 第5章について	240
		7.5 第6章について	241
		謝辞	241
		参考文献	242
		Summary	247

I 緒言

1.1 研究の背景と目的

我が国は水田を中心とした稲作農業によって、食料生産を行ってきた。水田農業には、安定した水資源の確保が不可欠であるが、我が国の大部分は急峻な地形を持つ中山間地であるため、大きな河川からの取水が困難なところが多い。このため、古来より数多くの農業用ため池が築造されてきた。谷ら（1998）によると、記録に残る最も古いため池は崇神 62 年（360 年頃）に造られた依網池、苜坂池、反折池といわれている。以来、ため池は、農業の発達とともに築造され、現在では全国に約 21 万箇所存在するといわれている（農林水産省構造改善局、1991）。

ため池の水は、農業の灌漑用水としてだけでなく、農村の飲料水、生活用水や防火用水としても用いられている。さらに、地域住民の親水空間、小動物などの生息空間としての重要性も計り知れないものがある。このように、ため池は、地域の農業と農村の生活に密接に関わる必要不可欠な存在となっており、我が国にとって一つの歴史的な財産であるといえる。

また、近年、ダムサイトとして利用できる用地が減少し、かつダム建設に対する社会情勢が変化してきていることから、今後新規のダム建設が困難になってきている。堆砂等によって貯水容量が減少していく中、水資源としてのため池の重要性は今後、ますます大きくなっていくものと考えられる。

一方、ため池は、築造年代が古く老朽化が進んでいるため、堤体の安定性の低下が懸念されているものが少なくない。特に、豪雨や地震などの自然災害の発生時には、このような老朽化したため池に被害が発生する事例が数多く報告されている。Fig.1-1 に 1986 年から 1996 年までの豪雨及び地震によるため池の被害件数の推移を示す。これらの被災として取り挙げたため池は災害査定を受けたもので、すべり、浸食などによる堤体の損傷、堤体・基盤からの漏水、付帯構造物の損傷が認められたものである。1995 年の兵庫県南部地震による地震被害を除けば、被害のほとんどは豪雨によるものであり、その

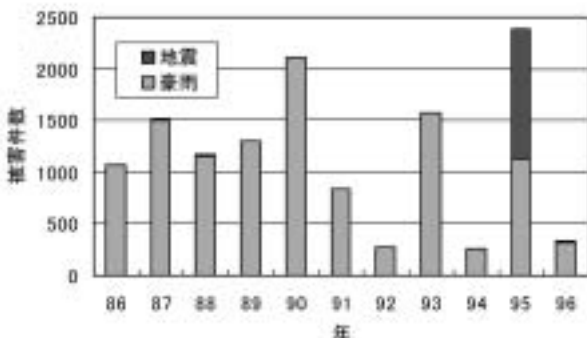


Fig.1-1 年・原因別ため池被害件数
Number of damaged dams per year classified by causes

割合は 95% 以上となっている。また、これらの豪雨による被災の中で、決壊に至るような重大な被災も数年に一度の割合で報告されている。

このように豪雨による被害が多大であるにも関わらず、近年まで大きな社会問題としてあまり大きく取り挙げられることは少なかった。ため池の決壊は、その築造が始まった古来より繰り返し発生していたものと考えられるが、ため池の直下流に民家を造らないのが通常であり、ため池の決壊が人的災害などの事故につながるものが少なかったものと思われる。しかし、現在では農村の混住化が進み、ため池の直下流にも民家や道路、鉄道などの重要な施設が存在するようになってきており、ため池の決壊によって多大な二次災害が発生する可能性が大きくなっている。

このようなことから、豪雨時におけるため池の被災の予測と堤体の補強対策工法の開発が求められている。豪雨時におけるため池被災の予測に関しては、降雨量に閾値を設定し、閾値を超えたため池または超えると予想されるため池を抽出して、重点的に点検を行ったり、下流域の住民に注意を呼びかけたりするという手法（谷ら、2000）が開発されている。この方法は、気象庁や鉄道の分野ですでに実施されている方法であり、広域に点在するため池に対して短時間で危険度を判定することができる。すでに、(独)農業工学研究所では、ため池の位置情報と気象庁と降雨量データから、リアルタイムでため池の危険度を予測するシステムが実用化されている。しかし、このシステムでは、降雨量だけを閾値とする予測手法であるため、個々のため池が持つ特性が全く考慮されていない。今後、地域特性や個々のため池が持つ特性を考慮した閾値の設定方法の開発が求められている。豪雨に対する補強対策工法に関しては、土地改良事業設計指針「ため池」で、改修に際して 200 年確率の設計洪水流量を用いることが決められているだけであって、豪雨時の降雨浸透などを考慮した堤体の安定性の検討方法については記述されていない。また、豪雨を想定した特別な堤体の補強対策等とは実施されていないのが現状である。

また、自然災害が発生し、堤体の一部に損傷が発生した場合の緊急対策方法の開発も進められている。農林水産省⁴⁾や一部の都道府県において、ため池に被害が発生し、決壊の恐れがある場合の緊急対策手法がマニュアルとしてまとめられている。しかし、これらのマニュアルでは地震後の対策については比較的詳細にまとめられているものの、豪雨に対する対策として記述されている部分は少ない。

このように、豪雨に対する対策があまり進んでいない理由として、豪雨時におけるため池の崩壊メカニズムについて未解明な部分が多いことが挙げられる。谷ら（1998）は、数多くのため池について地震によるため池の崩壊原因を整理し、地震の規模と震央からの距離に

よって被災をある程度予測できることを示し、また基礎地盤の性状が大きな被害を発生させる主要因であると述べている。このように地震による災害では比較的明解に被災原因が整理されているのに対して、豪雨災害においてこのような崩壊原因の整理がなされた研究事例は少ない。この理由として、豪雨災害では、後述するように、降雨浸透や貯水位の上昇、それに伴う堤体内の浸透や堤体土の強度低下などの多くの要因が影響し合うために、全体的な崩壊のメカニズムが複雑なものとなっていることが考えられる。また、最終的な崩壊形態も、土砂の噴出や堤体斜面のすべり、越流による浸食など様々である。したがって、このような複雑な要因や崩壊形態を整理し、類型化することによって、破壊のメカニズムが解明され、ひいては豪雨に対する対策手法の開発が飛躍的に進展するものと考えられる。

以上のような背景から、本研究では主に被災事例の詳細な分析を行い、被災原因の類型化および崩壊メカニズムの解明を行うことを目的とする。そのために、過去の被災事例から被災形態を大きく浸透破壊、越流、すべりに分類し、それぞれの破壊の特徴を明らかにする。最後に、被災の原因として最も多い堤体からの漏水に着目し、地中レーダによって漏水経路を特定する手法を提案する。

1.2 最近の研究の動向

1.2.1 ため池の豪雨災害に関する研究

上述したように、ため池の豪雨災害に関する研究事例はあまり多くない。高瀬ら (1967) は、アースダムの安全性について多用な項目で統計的な分析を行っており、この中では豪雨災害についても検討されている。過去の災害事例などから、地域、季節、ため池の部位、降雨量、流域面積、満水面積などの項目を取り上げて、統計的な分析が行われている。同様な統計的な研究としては、小倉ら (1989)、大橋ら (1988) の研究もある。これらの統計的な研究は、被災要因の大きな傾向を把握することができるが、崩壊に至る過程を考慮していないために詳細な破壊メカニズムの解明には至っていない。

豪雨による個々のため池の被災状況について報告されている研究では、安中ら (1994)、山田ら (1986)、山本ら (1998)、藤井ら (1991)、堀ら (1997) などの報告がある。これらの研究の多くは、災害直後の速報的な報告を述べたものであり、個別の事例において、現地調査や土質試験などを実施し、破壊原因についての分析を行っている。特に山本ら、堀らの研究では被災ため池の詳細な報告がなされている。しかし、複数の災害を通して体系的に被災原因を取りまとめ、類型化が試みられている研究事例はなく、谷ら (1998) が地震の災害で取りまとめたように、崩壊のメカニズムまで踏み込んで分析されている研究事例はない。

また、ため池災害の予測に関する研究では、谷 (2000)

による気象衛星を用いたため池災害のリアルタイム予測に関する研究がある。しかし、1.1節で述べたように、閾値の設定などの研究課題が残されている。

1.2.2 海外のアースダムの研究

海外における小規模アースダムの豪雨災害の研究について、レビューを行う。谷 (2000) は ICOLD (1995) の資料等を用いてフィルダムの事故事例について統計的な研究を行っている。この結果をもとに、データの再整理を行い、自然災害によってアースダムが崩壊した事例 97 件を原因別に分類した結果を Fig.1-2 に示す。ここでも、Fig.1-1 に示した日本での事例と同様、豪雨、洪水、降雪などの降水に関わるものが半分以上を占めていることが分かる。ただし、これらの資料の多くは、被災状況の簡単な記述があるのみで、詳細な崩壊原因が記載されているものは極めて少ない。詳細に記録のあるものも希に存在するが、ほとんどは「洪水」に分類されるもので、大規模な洪水時における洪水吐容量に関する研究がほとんどである。また、豪雨による被害ではないが、アースダムの浸透破壊に関しては、Sherard ら (1985, 1972) が、ハイドロリックフラクチャリングを原因とした崩壊現象について詳細に被害事例を報告している。

1.2.3 河川堤防・鉄道の分野における豪雨災害の研究

ため池と同様、人工的な土質構造物の豪雨災害に関する研究について以下にレビューを行う。はじめに、ため池と同じ止水機能を持つ構造物である河川堤防に関する研究について述べる。河川堤防の豪雨災害事例は数多く報告されているが、その中で堤体の損傷について取り扱った研究 (土石流による堤体の崩壊は除く) では、1988 年の島根・広島、1988 年の北海道) などの災害報告があ

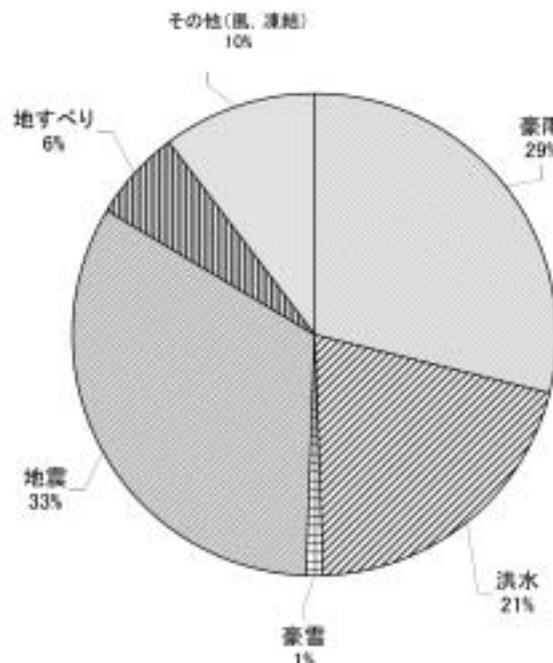


Fig.1-2 海外におけるアースダムの被災原因
Causes of earth dam damages in abroad

る。これらの報告では、越流を中心とした被害事例が数多く報告されている。また、村本（1986）は、河川堤防の崩壊をすべり、浸透破壊、越流などの破壊形態に分類し、実験や解析を中心として崩壊メカニズムについての検討を行った上で、洪水時の堤防補強対策について提案を行っている。特に越流破壊に対しては模型実験等により、堤体が浸食を受けやすい条件を検討した上で、堤体表面を被覆する工法について提案を行っている。

次に、鉄道分野での豪雨災害に関する研究について述べる。岡田ら（1992）は、過去の災害事例をもとに統計的な手法によって限界雨量を求め、降雨に対する鉄道盛土の危険度を評価する方法を提案している。また、垣尾ら（1991）、村石ら（1991）は模型斜面を用いた降雨実験を行い、盛土を被覆することによって降雨浸透を抑制し、すべりに対する盛土の安定性を増加させる工法について提案を行っている。

1.3 本論文の位置づけと研究の構成

本論文では、豪雨によるため池の被災のメカニズムを明らかにするため、過去に発生した複数のため池災害事例を体系的に分析し、類型化を行う。事例の分析は、統計的な整理だけではなく、一つ一つの事例の被災要因について地盤工学的な観点から行う。また、被災のメカニズムをより明らかにするために、室内実験による補足も行う。最後に、被災の最も大きな要因である漏水の調査法について検討を行う。

本研究は、7章から構成される。

第1章は序論であり、本研究の背景と目的、最近の研究の動向について記述した。

第2章では、実際の被災ため池の現地調査と過去の被災事例の文献調査から得られたデータを基に、統計的な分析を行い、ため池の豪雨災害についての概略的な特徴を明らかにする。堤体土の特性とため池被害の関係について統計的な分析を行う。また、降雨量や降雨形態と被害の分布の関係について明らかにし、貯水位の急上昇がため池の被災に与える影響について明らかにする。

第3章では、豪雨によるため池の崩壊事例のうち、浸透破壊の事例をとりあげ、被災原因の類型化と破壊メカニズムについての検討を行う。特に、堤体の老朽化のメカニズムとそれによる豪雨時の浸透破壊の発生メカニズムについて明らかにする。また、ハイドロリックフラクチャリングによる崩壊のメカニズムについて実験的に検討を行った結果について記述する。

第4章では、豪雨によるため池の崩壊事例のうち、すべり破壊の事例をとりあげ、被災原因の類型化と破壊メカニズムについての検討を行う。事例の分析を行うとともに、浸透による斜面の崩壊メカニズムを明らかにするため、模型実験を行った結果について記述する。

第5章では、豪雨によるため池の崩壊事例のうち、越流破壊の事例をとりあげ、被災原因の類型化と破壊メカ

ニズムについての検討を行う。また、万が一、越流が発生した場合の堤体の耐浸食性について検討を行った結果について記述する。

第7章では、ため池の安定性に大きな影響を与える漏水に着目し、地中レーダを用いた漏水箇所の調査手法について提案する。

第7章では、本論文の結論を述べる。

II 豪雨によるため池災害の特徴

2.1 概説

本章では、ため池の豪雨災害の全般的な特徴について述べる。1985年以降に発生したため池の豪雨災害事例を基に、統計的な分析を行った結果について記述する。はじめに、既往の研究のレビューを行った後、被災形態の分類、類型化を行う。また、堤体土の土質や降雨量・降雨形態、貯水位の上昇とため池の被災の関係について検討を行う。

2.2 既往の研究レビュー

豪雨によるため池の被災に関する詳細な研究事例は少なく、被災発生後の速報的な報告がほとんどである。また、数多くの災害を統一的に分類し、分析を行った研究事例はほとんどない。既往の研究は、小規模な被害を含めた被災ため池の統計的な研究と決壊のような大きな被害が発生したため池の堤体土質等について分析を行った研究に分類される。前者の研究については、大橋ら（1988）、小倉ら（1989）の研究、後者については、安中ら（1994）、山田ら（1986）、山本ら（1998）の研究がある。

大橋ら（1988）は、1985年梅雨前線豪雨による兵庫県・山口県の被災ため池を対象に、外観上得られる情報や聞き取り調査によって「被害実態調査表」を作成するとともに、「ため池台帳」から得られる築造年代・堤高・堤長・貯水量・堤体型式・配置などの項目と被災率の関係について分析を行っている。この分析結果から、①被災の形態として浸食（越流）と漏水が多い、②重ねため池の被害率が大きい、という結果を得ている。小倉ら（1989）は、1980～1982年に岡山県および広島県東部で被災したため池を対象に、ため池台帳等のデータを分析し、それらの項目と被害の有無の相関を求め、底樋などを含めた堤体内部の老朽化が被害の原因として多いという結果を得ている。これらの統計的な研究では、ため池の諸元等の様々な項目と被災との関係について分析されているが、本研究で目的とする崩壊メカニズムを考察するまでには至っていない。この理由として、分析の対象とするため池についてクラックのような小さな被害のものから決壊に至るような大きな被害のものまでを同一に扱っていること、浸透破壊やすべり破壊など異なる破壊形態を同等に取り扱っていること、破壊に至る過程について考慮がなされていないこと、などがあげられる。

安中ら(1994), 山田ら(1986)は1985年及び1993年の豪雨によって被災したため池に関して, ため池の被災形態, 堤体の土質について調査を行い, 被災の特徴について分析を行っている。この結果, 主な結論として, ①浸透破壊(パイピング)による決壊事例が多い, ②パイピングは砂質土に発生しやすいが, すべりは砂質土, 粘性土ともに発生する可能性がある。③腰石垣が頑丈に施工してあるため池は被害があまり大きくならない, ことを述べている。また山本ら(1998)は1997年の山口県の豪雨によって被災したため池の現地調査と堤体土の土質試験を行い, 被災原因の分析を行っている。この結果, 被災ため池の締固め度や透水係数が十分な値ではなかったと報告している。これらの研究では, 単独の災害についての調査結果だけを対象に分析が行われており, 複数の災害における数多くの被災ため池についての分析は行われていない。

2.3 分析の対象とするため池

本章では, 1985年山口県, 1990年岡山県(藤井ら, 1991), 1993年山口県(安中ら, 1994), 1995年茨城県, 1995年広島県, 1997年山口県, 1997年高知県, 1997年愛媛県, 1998年新潟県(日本農業土木研究所, 1999), 2001年愛媛県, 2002年新潟県, 2002年石川県の被災ため池57基を対象に分析を行った。

豪雨によるため池の被災には, 決壊等の大きな被害から僅かな漏水やクラック, 小崩落などの軽微なものまで被害の程度に大きな差がある。本章では, 被災の主要な要因を抽出するため, 分析の対象として軽微な被害を受けたため池は除外し, 決壊ため池及び大破したため池に限定した。大破とは大量の漏水や堤体のすべりなど, 大きな被害があり, 貯水を維持すれば, 決壊に至るような状態をいう。以下, 決壊したため池と大破したため池を総称して「被災ため池」と呼ぶ。

2.4 豪雨によるため池の被災形態の分類

既往の調査結果と著者が行った詳細な現地調査結果から, 豪雨によるため池の被災形態は, Fig.2-1に示すように, 越流破壊, すべり破壊, 浸透破壊に大きく分類することができる。本論文では, これら3つの破壊を以下のように定義する。「越流破壊」とは, 貯水位が天端を越え, 下流斜面を流下することによって破壊が生じる現象とする。「すべり破壊」とは, 貯水からの浸透と降雨浸透による堤体内の間隙水圧および飽和度の上昇に起因して, 堤体下流斜面にせん断破壊が生じる現象とする。「浸透破壊」とは, ハイドロリックフラクチャリング, ボイリング, パイピングなどを総称する水理的破壊現象とする(詳細は第三章で述べる)。浸透破壊の場合は, 下流斜面や底樋の周辺から水が噴出する現象が目撃されることが多い。

豪雨によるため池の破壊では, これらの破壊現象が複合的に発生している場合が多い。例えば, 浸透破壊に

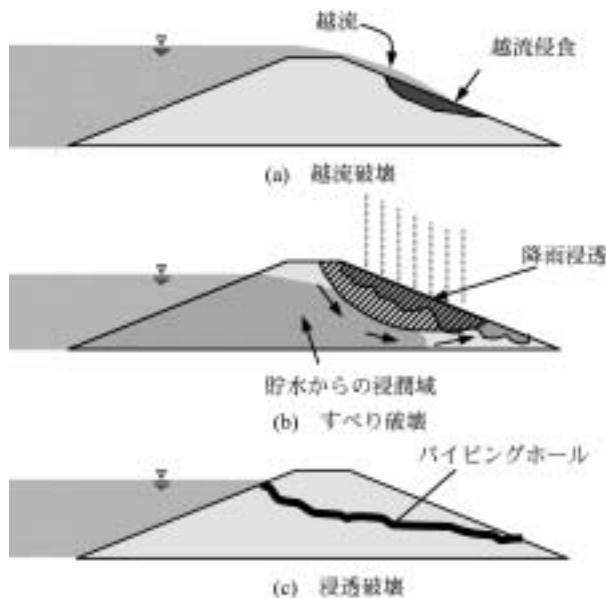


Fig.2-1 豪雨時におけるため池の破壊形態
Types of small earth dam damage induced by heavy rainfall

よって下流斜面に大きな間隙水圧が作用し, すべりを誘発する場合がある。また越流破壊の場合も, 多くはすべりを伴いながら破壊する。(このような複合的な破壊現象の詳細については第Ⅲ～Ⅴ章で述べる)

Table 2-1に1985～2002年に発生した12回の豪雨災害事例における57基の被災ため池の被災原因別分類を示す。備考欄には, 破壊状態の観察, 目撃証言の聞き取り,

Table 2-1 ため池豪雨災害の被災原因別分類
Classification of damage causes of earth dams induced by heavy rainfall
単位: 基

災害年	越流	すべり	浸透破壊	備考
1985年山口県	5	5	13	現地調査・聞き取り
1990年岡山県*1	5	1	検討なし	現地調査・すべり解析
1993年山口県*2	2	2	5	現地調査・聞き取り
1995年茨城県			1	現地調査・聞き取り
1995年広島県			2	現地調査
1997年山口県	2	2	5	現地調査・聞き取り
1997年高知県			1	現地調査・聞き取り
1997年愛媛県			1	現地調査・聞き取り
1998年新潟県*3		2		現地調査
2001年愛媛県			1	現地調査
2002年新潟県		1		現地調査
2002年石川県		1		現地調査
計	14	14	29	

*1: 藤井ら(1991)
*2: 安中ら(1994)
*3: 日本農業土木総合研究所(1999)の調査結果による

解析など被災原因を特定した方法を示す。上述したように複数の破壊現象が観察される場合は、最初に発生したと考えられる破壊の主要原因を記した。

Table 2-1 の 57 基の被災事例は降雨条件等が異なるため、同列に評価することに問題はあるが、被害の原因として浸透破壊が最も多いことが分かる。

2.5 堤体土とため池被災の関係

Table 2-2 に 1985 年の山口県 (安中ら, 1994), 1990 年岡山県 (藤井ら, 1991), 1995 年茨城県, 1995 年広島県, 1997 年高知県, 1997 年愛媛県, 1997 年山口県, 1998 年新潟県 (日本農業土木研究所, 1999), 2001 年愛媛県, 2002 年新潟県における被災ため池の堤体土と被災形態の関係を示す。また, Fig.2-2 に, 1997 年山口県の被災ため池を中心とした堤体土の粒度と被災形態の関係を示す。Table 2-2, Fig.2-2 のいずれにおいても, 被災形態と堤体土質との間には, 良い相関が認められないことが分かる。また, Table 2-2 において, いずれの破壊形態でも砂質土堤体の被災が多いが, ため池が一般的に締固めの容易な砂質土を用いて築堤されていることが多いことを考慮すると, 砂質土で特に被災率が高いという明確な特徴はないと考えられる。安中ら (1994) は「パイピングは砂質土に発生しやすいが, すべりは砂質土, 粘性土ともに発生する可能性がある」と述べているが, 安中らの

データを含む Table 2-2 では浸透破壊, すべり破壊ともに砂質土, 粘性土のいずれの堤体においても発生していることが分かる。このように安中らの研究と異なる結果になった理由は, 事例数を多く取ったためであると考えられる。以上のことから, 被災形態と堤体土質との間には, 良い相関が認められず, 堤体土の種類は被災の有無を分ける主要因ではないことが分かる。

被災ため池 11 基の堤体土に対して, 不攪乱試料を採取して乾燥密度 ρ_d を求めるとともに, 日本工業規格「突き固めによる土の締固め試験方法」(JISA1210) に記載されている A-c 法による突き固め試験を行って, 最大乾燥密度 ρ_{dmax} を求めた。これらの試験結果より, 締固め度 D 値 $= \rho_d / \rho_{dmax} \times 100$ (%) を算出した結果を Table 2-3 に示す。この表より, 刃金土や底桶周りの地盤は, 古いため池でも, 比較的締固め度が高いことが分かる。均一型の堤体土, 傾斜コア型のさや土は, 全体に締固め度が小さい。宝谷ため池以外は, ダムの近代的技術確立以前に築造されており, 多くは重機を用いずに締固めがなされたものと考えられる。しかし, 星ヶ谷ため池や狼藪ため池, 近年改修された宝谷ため池では, 90% 以上の締固め

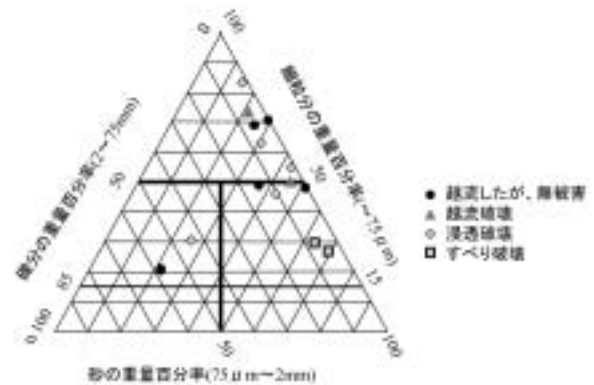


Fig.2-2 破壊形態別の堤体土質
Relationships between soil properties and damage types

Table 2-2 堤体土と破壊形態の関係

Relationships between embankment materials and damage types
単位: 基

	粘性土	シルト	砂質土
越流	3	3	7
すべり	2	2	6
浸透破壊	7	6	11
計	12	11	24

Table 2-3 被災ため池の締固め度 (D 値)

Compaction degrees of damaged dams

ため池名称	築造・改修年	型式	堤体 (均一型)		さや土		前刃金		底桶周り		備考
			D 値	土質	D 値	土質	D 値	土質	D 値	土質	
江良	不明	傾斜コア型	—	—	84.2	S	94.0	C			浸透破壊
宝谷	1983	均一型	100.9	S							浸透破壊
麻生	1921	均一型	78.6	M					98.6	C	浸透破壊
宮の後上	1869	均一型	85.4	S							浸透破壊
田ノ方上	不明	均一型	76.5	M							浸透破壊
星ヶ屋	不明	均一型	94.0	S							浸透破壊
蚤屋敷	不明	均一型	82.3	S							すべり破壊
大谷	不明	傾斜コア型	—	—	82.6	S	88.0	C			浸透破壊
二千六百紀	1940	均一型	77.5	S							浸透破壊
狼藪	不明	均一型	91.8	C					96.2	C	浸透破壊
仏光寺	不明	均一型	79.0	S							越流したが無被害

S: 砂質土 C: 粘性土 M: シルト質土

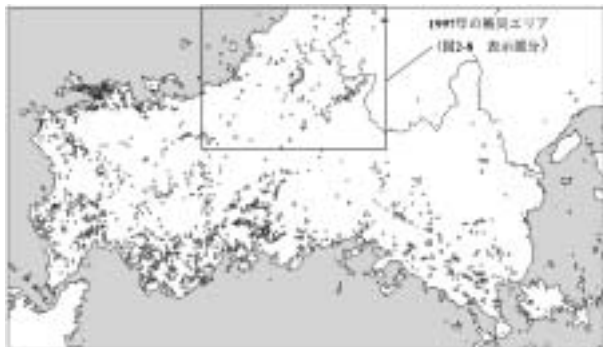


Fig.2-3 山口県内のため池分布
Distributions of small earth dams in Yamaguchi prefecture

度となっており、締固めの状態が良くても被害が発生する場合があることが分かる。未改修のため池の締固め度が一般に低いことも考慮すると、締固めの程度は被災の有無を分けた主要因ではないと考えられる。

2.6 降雨量とため池被災の関係

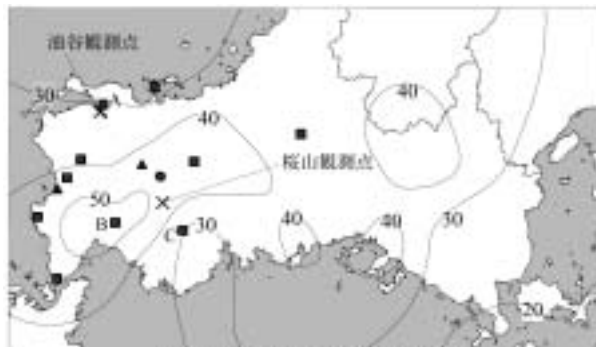
2.6.1 概要

本節では、降雨がため池の被災に与える影響を調べるために、一回の豪雨災害で被災件数の多かった1985年および1997年の山口県における被災事例をもとに分析を行う。**Fig.2-3**に分析の対象地域である山口県におけるため池の分布を示す。1985年の災害では、梅雨前線による広い範囲に大きな降雨があり、山口県全域に被災ため池が分布した。一方、1997年の台風9号による災害は、局所集中型の降雨であり、この災害では**Fig.2-3**中の四角で囲った領域に被害が集中している。

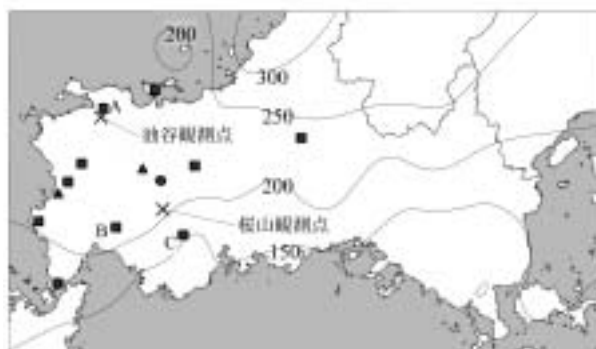
2.6節では、これらの事例を基に時間最大雨量や積算雨量などの雨量指数の分布と被災ため池の分布の関係について分析するとともに、貯水位上昇と被災の関係について考察を行う。

2.6.2 1985年梅雨前線豪雨災害における降雨量分布とため池被災分布

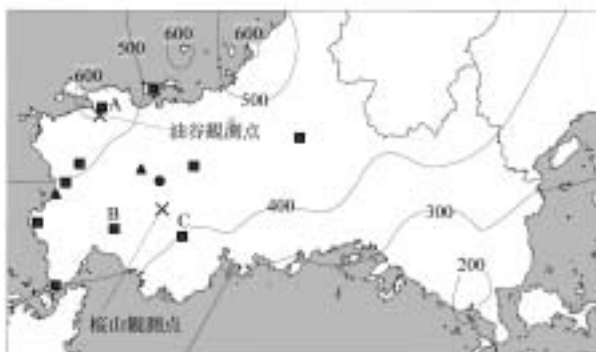
1985年の梅雨前線豪雨は、断続的に続く長雨であり、6月21～26日、27～29日、7月2～6日の3回にわたる降雨によってため池の被災が発生している。27日以降では、25日までの降雨が先行雨量として作用するため、降雨がため池堤体に及ぼす影響が異なってくる。ここでは、時間雨量と積算雨量がため池に与える影響を明らかにするため、先行雨量の影響がない6月21～26日の降雨だけを対象として分析を行った。1985年の6月21日午前9:00から26日午前9:00の期間の雨量から算出した雨量分布とこの期間内に被災したため池の分布を**Fig.2-4**に示す。等雨量線図の作成にはアメダスデータ及び市町村が行った計56点の雨量観測結果を用いた。**Fig.2-4**中で×印に位置する雨量観測点(アメダス油谷観測点, アメダス桜山観測点)における時間雨量および積算雨量の推移を**Figs.2-5, 2-6**に示す。



(a) 時間最大雨量分布 (mm/hour)
Hourly maximum rainfall



(b) 24時間最大雨量分布 (mm/24hours)
24 hour maximum rainfall



(c) 積算雨量分布 (mm)
Accumulated rainfall

凡例：■ 浸透破壊 ▲ すべり破壊 ● 越流破壊

Fig.2-4 1985年山口県の雨量分布と被災ため池分布
Distributions of rainfall precipitations and damaged dams in Yamaguchi prefecture, 1985

Fig.2-4より、1985年の梅雨前線豪雨では、降雨の範囲が広く、山口県全域に強い雨量を記録していることが分かる。時間最大雨量は最大で約50mm/hour、積算雨量は最大で約600mmを記録しており、山口県北西部では積算雨量が大きく、南西部では時間最大雨量が大きくなっている。また、**Figs.2-5, 2-6**から分かるように、山口県北西部と南西部では、時間最大雨量を記録した日時も異なっており、降雨パターンが大きく異なっていることが分かる。

1985年の災害では、**Fig.2-4**に示すA～Cの3基のため池で正確な被災時刻が報告されている。**Figs.2-5, 2-6**の降雨グラフにこれらの被災時刻をA～Cの矢印で示し

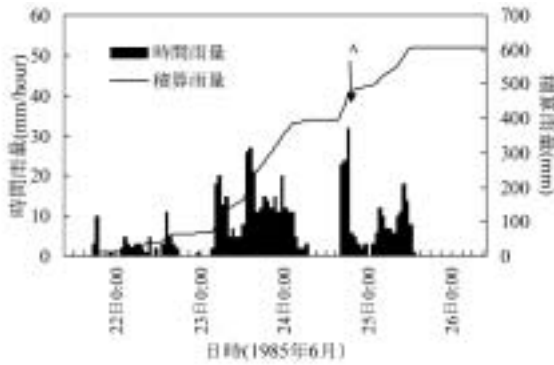


Fig.2-5 1985年梅雨前線豪雨の時間雨量・積算雨量の変化
(アメダス油谷観測点)

Change of hourly rainfall and accumulated rainfall in 1985
(Amedas observation point, Yuya)

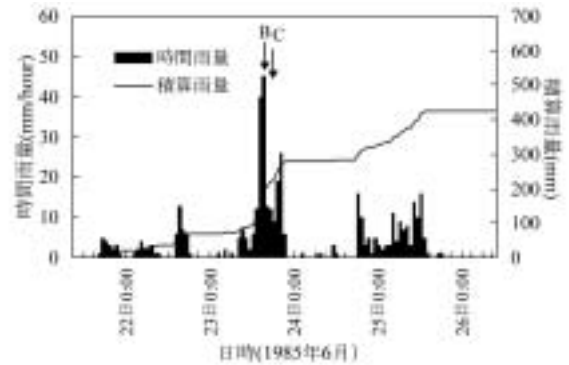


Fig.2-6 1985年梅雨前線豪雨の時間雨量・積算雨量の変化
(アメダス桜山観測点)

Change of hourly rainfall and accumulated rainfall in 1985
(Amedas observation point, Sakurayama)

ている。いずれのため池においても、時間最大雨量を記録した直後に被災を受けていることが分かる。このことから、強い降雨強度をきっかけとして被災が発生している傾向があることが分かる。また、Fig.2-4からも、時間最大雨量が40mm以上の山口県南西部に被災が多く発生している傾向が見られる。被災形態と降雨量の関係、例えば浸透破壊は時間最大雨量が大きい地域、すべりは積算雨量が大きい地域に多いというような関係は、特に認められない。

時間最大雨量および積算雨量と被災分布の関係について更に詳細に分析する。Fig.2-4の時間最大雨量分布図、積算雨量分布図において、ため池を等雨量線ごとの地域に分け、被災率（等雨量線ごとの地域内の全ため池数に対する地域内の被災ため池数の割合）を求めてグラフ化したものがFig.2-7である。縦軸に被災率、横軸に分割した地域における時間最大雨量と積算雨量の範囲を示す。Fig.2-7より、被災率は時間最大雨量40mm/hour以上の地域で急増しているものの、50mm/hour以上の地域では逆に被災率が減少しており、被災率と雨量指数との正の相関関係はあまり高くない。積算雨量と被災率の関係には、ほとんど正の相関が見られない。また、被災率は時間最大雨量40～50mm/hourの範囲の1.7%が最大であり、全体的に低い値を示している。

このように、被災率が全体的に小さく、雨量指数との間の正の相関が低いこととして、以下のことが考えられる。山口県南西部では、時間最大雨量50mm/hour以上の強い降雨強度を記録しているが、Fig.2-6に示すように時間最大雨量が降雨開始後間もない時間、つまり積算雨量のあまり上昇していない時点（約100mm）で発生しているため、被災率があまり大きくならなかったものと考えられる。また、山口県北西部では、Fig.2-5に示すように、連続雨量が400mm以上になった時点で、時間最大雨量を記録しているものの、時間最大雨量の値が約30mm/hourとやや小さいために、被災率の値が大きくならなかったものと考えられる。被災率と雨量指数の相関

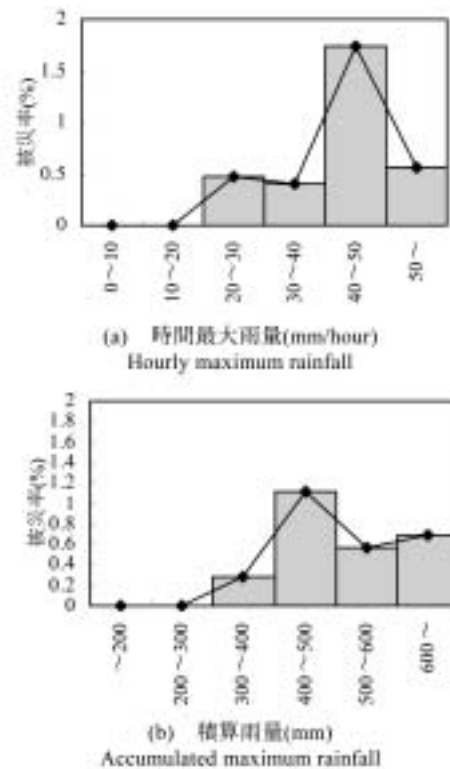


Fig.2-7 降雨量と被災率の関係 (1985年梅雨前線豪雨)
Relationships between rainfall and damage rate (1985)

関係が低いのは、山口県南西部と北西部の異なった降雨パターンの影響が混在したためであると考えられる。

2.6.3 1997年台風9号による豪雨災害における降雨量分布とため池被災分布

1997年台風19号によって発生した山口県北部の降雨量分布と被害ため池、無被害ため池の分布をFig.2-8に示す。Fig.2-8は、Fig.2-3の四角に囲った山口県北部の領域を拡大して示している。この降雨では、被害が最も集中した山口県むつみ村の約70km²の範囲に6点の雨量観測点があり、これにアメダスや他市町村の観測点を合わせた合計35点のデータを用いて、比較的精度の高い降雨量分布が得られている。Fig.2-8中で×印に位置する雨量

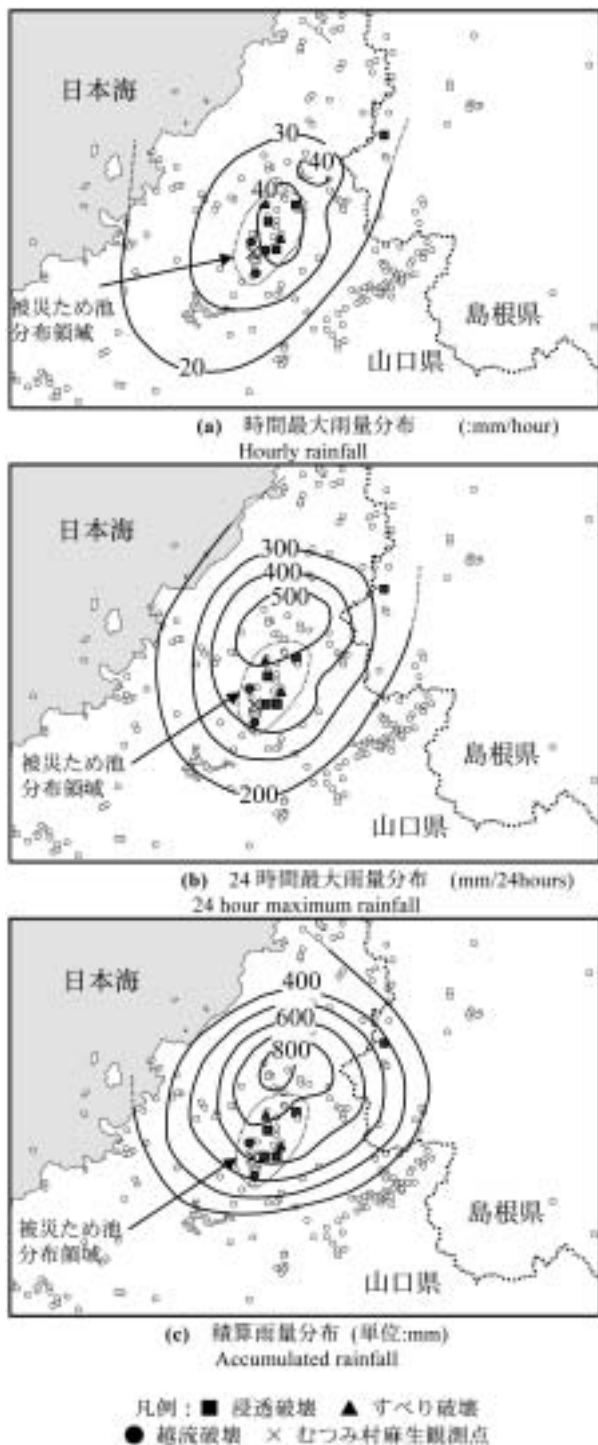


Fig.2-8 1997年山口県北部の雨量分布と被災ため池分布
Distributions of rainfall precipitations and damaged dams
in north part of Yamaguchi prefecture, 1997

観測点(むつみ村麻生観測点)における時間雨量および積算雨量の推移を Fig.2-9 に示す。

Fig.2-8 より 1997 年台風 19 号による豪雨では、1985 年の豪雨と比較して、短期間の局所集中型の降雨形態となっていることが分かる。時間最大雨量は最大で 46mm/hour、積算雨量は最大で 812mm を記録している。ため池の被害が集中したむつみ村では、Fig.2-9 に示した麻生観測点の他に 5 点の観測点があり、これらの観測点

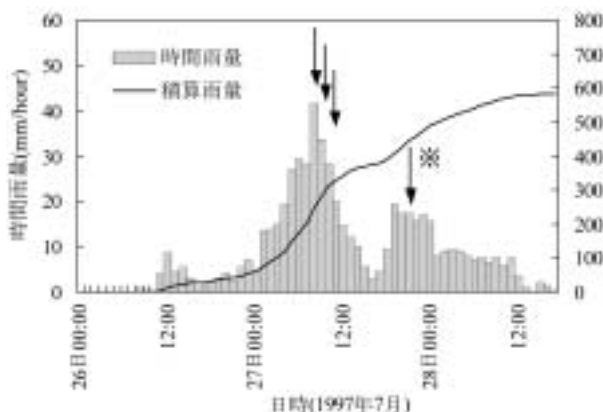


Fig.2-9 1997 年台風 19 号豪雨の時間雨量・積算雨量の変化
(むつみ村麻生観測点)
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall in 1997
(Amedas observation point, Asou, Mutsumi village)

における時間雨量データを比較すると、地点によって時間最大雨量と積算雨量の値に多少の違いがあるものの、ほぼ同時刻に時間最大雨量を記録していた。したがって、ため池の被害が分布した領域では、同一の降雨パターン下にあったと考えられる。

1997 年の豪雨災害でも、被災時刻が正確に分かっているため池が 4 基報告されている。これらのため池の被災時刻を Fig.2-9 に矢印で示す。Fig.2-9 において※印がついているため池では、ため池に流入する水を迂回させて、貯水位上昇の防止対策を行っていたと報告されている。Fig.2-9 より、貯水位上昇の防止対策を行っていたため池以外で、時間最大雨量を記録した時間の直後に被災が発生していることが分かる。したがって、1985 年の災害と同様に、強い降雨強度をきっかけとして被災が発生していることが分かる。また、被災形態と降雨量については、特に明確な関係は認められず、Fig.2-8 に示した被災ため池分布領域に浸透破壊、すべり破壊などの被災形態が混在していることが分かる。

Fig.2-7 と同様に、等雨量線毎の被災率を求め、被災率と時間最大雨量および積算雨量の範囲との関係を表したものを Fig.2-10 に示す。1997 年の災害では、積算雨量については正の相関は見られないが、時間最大雨量については、比較的明瞭な正の相関が見られる。また、被災率も最大で 25% と大きな値を示している。Fig.2-9 に示すように、1997 年の降雨では、むつみ村の全域で積算雨量が約 250mm を記録した後、時間最大雨量約 40mm/hour を記録している。このよう、積算雨量がある程度増大した状態で強い降雨があると被災率が急激に増大することが分かる。

2.6.4 降雨形態とため池被災の関係

2.6.2 および 2.6.3 節で述べた降雨量、降雨形態と被災の関係について明らかになった点を列記すると以下のようになる。

- ① 1985 年および 1997 年の災害に共通して、強い降雨

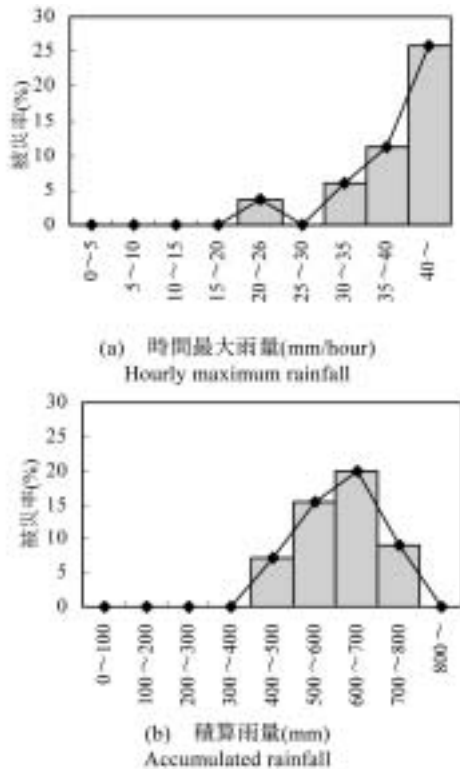


Fig.2-10 降雨量と被災率の関係 (1997年台風19号による豪雨)
Relationships between rainfall and damage rate (1997)

強度が引き金となって、ため池の被災が発生している傾向が見られる。ただし、貯水位上昇防止対策を行っていたため池では被災発生時刻が時間最大雨量を記録した時間より遅れて発生している。

- ② 1985年の山口県南西部における被災では、時間最大雨量が積算雨量のあまり増大していない時点(約100mm)で発生したため、時間最大雨量の値が約50mm/hourと大きいにもかかわらず、被災率はあまり大きな値を示さなかった。
- ③ 1985年の山口県北西部における被災では、時間最大

雨量が積算雨量の増大した後(約400mm)に発生したにもかかわらず、時間最大雨量の値が約30mm/hourと小さいため、被災率はあまり大きな値を示さなかった。

- ④ 1997年山口県北部の災害では、積算雨量が約250mm以上と大きな値まで増大した時点で時間最大雨量約40mm/hourを記録したため、被災率は大きな値を示し、かつ時間最大雨量と強い相関を示した。

これらをまとめると、1985年、1997年の災害における降雨形態と被災の関係について以下のように述べる事ができる。ため池の被災は、時間最大雨量と積算雨量に関係し、強い降雨強度をきっかけとして発生する。特に、ある程度の積算雨量が発生した時点で、強い降雨強度が発生すると、被災率は、大きな値を示し、かつ時間最大雨量と強い相関を持つことが分かった。

2.6.5 貯水位の上昇とため池被災の関係

斜面崩壊の原因は、降雨浸透による地盤の強度低下と自重の増加であり、斜面への降雨浸透は降雨強度と積算雨量が関係するといわれている(八木ら, 1981)。ため池は、貯水構造物であることから、豪雨時において天端や下流斜面への降雨浸透だけでなく、貯水位上昇の作用も受ける。ここでは、上述した降雨形態とため池の被災の関係について、貯水位の上昇という観点から考察を行う。

中国地方のような急峻な地形にあるため池では、一般に洪水到達時間が小さいために、貯水への流入量のピークは時間雨量のピーク時から数十分～数時間のうちに発生することが多い。Fig.2-11は、鳥根県のため池で降雨時の貯水位上昇を実測した例である。Fig.2-11の30～45時間にかけての降雨は連続雨量286mm、時間最大雨量28mm/hourのやや大きな降雨である。降雨時におけるため池貯水池内への流入量は、時間降雨がピークを示した時間から約4.5時間後にピークを示していることが分かる。また、貯水位も約半日で60cm上昇して、常時満水位に達している。このように、ため池では、強い降雨強度

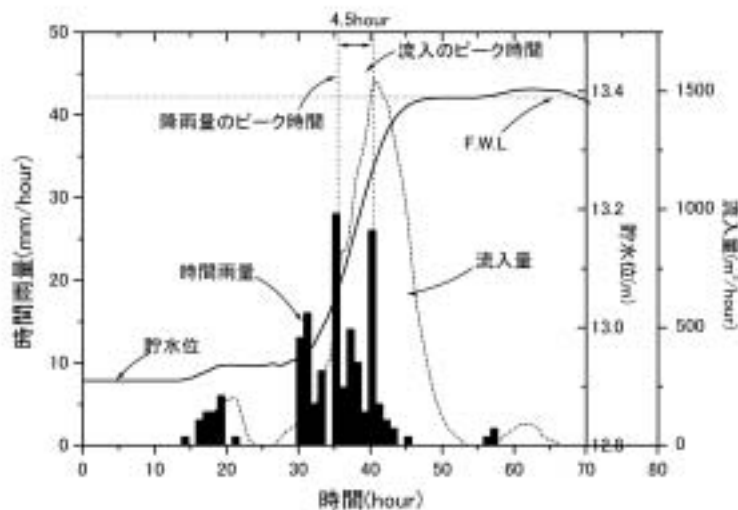


Fig.2-11 降雨量と貯水位上昇の関係
Relationship between rainfall and increase of reservoir level

を記録した直後に雨水が一気に貯水池に流入し、貯水位が急上昇することが分かる。

2.6.4 節で述べたように、ため池の被災が強い降雨強度をきっかけとして発生し、ある程度の積算雨量を記録した状態で強い降雨強度があると被災率が大きく上昇するという現象は、貯水位上昇の観点から説明ができる。すなわち、ため池の先行的な状況として、積算雨量が増大して貯水位が満水位に達している状態で、さらに大きな降雨強度の降雨があった場合、その直後に洪水吐の放流能力以上の流入が発生し、設計洪水位を越えて貯水位が上昇する。1997年山口県の事例では、約250mmの積算雨量を記録した後に時間最大雨量を記録しており、満水状態で強い強度の降雨が発生したことによって、貯水位が設計洪水位以上の高い水位まで上昇した可能性が高い。実際に、この災害では、時間最大雨量40(mm)以上の地域を中心に、9基の被災ため池を含めた13基のため池で、設計洪水位以上の貯水位上昇が報告されている。また、貯水位上昇防止対策を行っていたため池では、他の被災ため池と比べ被災時刻が遅れたことから、貯水位の上昇が堤体の安定性の低下に大きな影響を与えた可能性が高い。

以上をまとめると、以下ようになる。ある程度の積算雨量が発生した時点で、強い降雨強度が発生すると、被災率が時間最大雨量と強い相関を持って急増するという現象は、貯水位の上昇と大きく関係していることが分かった。すなわち、貯水位の急上昇が、堤体への降雨浸透に加えて、豪雨時における堤体の安定性の低下に大きな影響を与えていることが分かった。また、Fig.2-4、Fig.2-8では、貯水位上昇と直接的に関係のある越流破壊だけでなく、浸透破壊やすべり破壊も多く発生していることから、貯水位の急上昇あるいは設計洪水位以上の水位上昇によって、浸透破壊やすべり破壊に対する堤体の安定性が低下する可能性が高いことが分かる。

2.6.6 被災発生限界雨量と被災の予測

被災時刻が報告されている7基のため池それぞれについて最も近い観測点の雨量データから、時間最大雨量と被災時における積算雨量の関係を求めた結果を Fig.2-12

に示す。Fig.2-12より、ため池の被災が発生する限界雨量は、積算雨量が大きくなるに伴って時間最大雨量が小さくなる右下がりの関係となっていることが分かる。このことは、鉄道盛土の斜面崩壊の限界雨量曲線が右下がりの双曲線でモデル化されている(岡田ら, 1992)ことと調和的である。また、図中の※印は貯水位上昇の防止対策を行っていたため池であり、この図からも貯水位上昇が堤体の安定性に影響を与えていることが分かる。

Fig.2-7、Fig.2-10から、おおむね時間最大雨量20mm/hour以上、積算雨量300mm以上の地域で被災が発生していることが分かる。Fig.2-12における決壊時の積算雨量を考慮すると、1985年、1997年の災害において、時間最大雨量約20mm/hour、積算雨量約200mmが被災発生下限値であるといえる。

2.6.4 および2.6.5節より、ある程度の積算雨量が発生した時点で、強い降雨強度が発生すると、被災率が時間最大雨量と強い相関を持って急増し、このことは貯水位の上昇と大きく関係していることが分かった。したがって、ため池の被災の予測を行う場合、積算雨量が上述したような限界値(上述の事例では200mm)を超えた地域において、時間雨量が限界値(上述の事例では20mm)を超えるかどうかを監視することによって、被災の直前予測の精度が高まるものと考えられる。また、貯水量が大きく重要性が高いため池の場合、貯水位の上昇速度を監視する方法も有効であると考えられる。

先行雨量がある場合、堤体全体の飽和度が上昇し、貯水位も高い状態になっていると考えられる。また用水の使用時期によっては、降雨開始前に満水状態となっている場合もある。このような場合、同じ時間最大雨量、積算雨量でも、降雨がため池の危険度に与える影響が異なってくる。今後は、ため池の被災を降雨との関係で予測する場合、単純に雨量強度だけでの評価でなく、先行雨量の影響、用水の使用時期等も考慮する必要があるだろう。

2.6.7 地域特性について

新潟県および石川県で発生した5つの豪雨災害における時間降雨と積算雨量の関係を Figs.2-13 ~ 2-16 に示す。

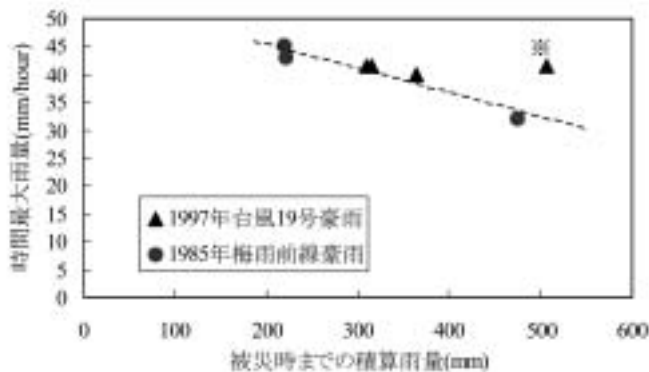


Fig.2-12 時間最大降雨量と被災時までの積算雨量の関係

Relationship between hourly maximum rainfalls and accumulated rainfalls until occurrence of damages

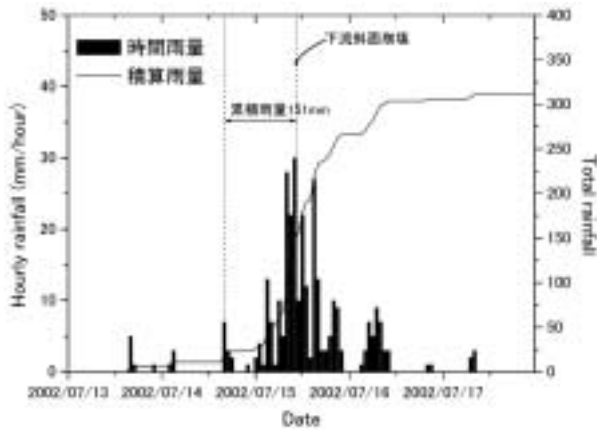


Fig.2-13 青野堤（2002年，新潟県）における時間雨量と積算雨量の変化
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall at Aono dam (Niigata prefecture, 2002)

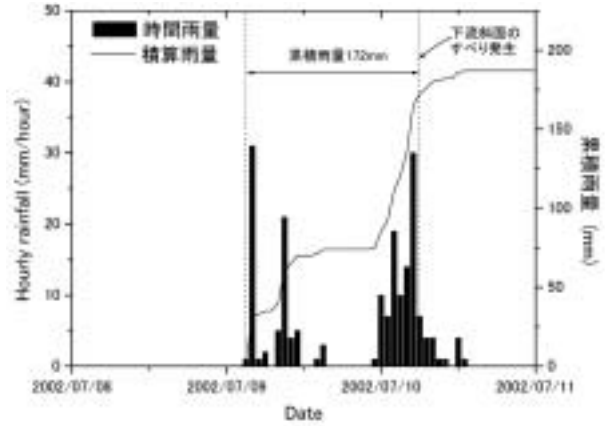


Fig.2-14 銭茂谷内池（2002年，石川県）における時間雨量と積算雨量の変化
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall at Zenimoyachi dam (Ishikawa prefecture, 2002)

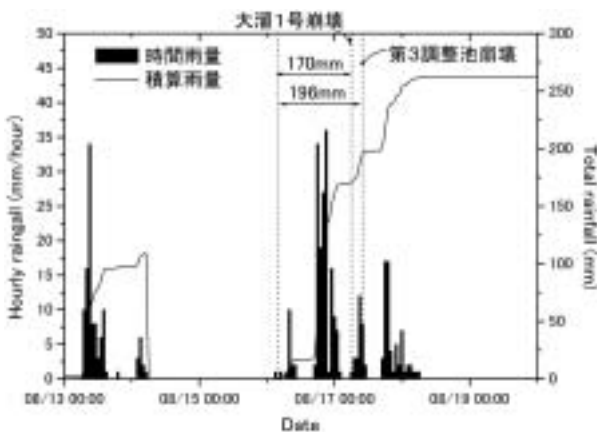


Fig.2-15 大溜1号ため池，第3調整池（1998年，新潟県）における時間雨量と積算雨量の変化
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall at Ootameichigo dam and Daisanchouseiike (Niigata prefecture, 1998)

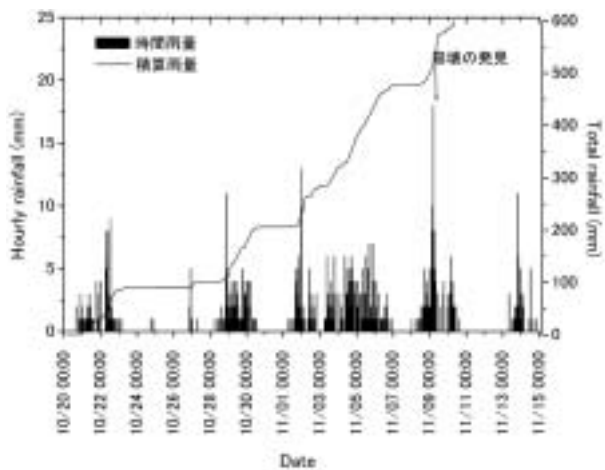


Fig.2-16 大溜1号ため池，（2002年，新潟県）における時間雨量と積算雨量の変化
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall at Ootameichigo dam (Niigata prefecture, 2002)

これらの災害では，1985年および1997年の山口県における災害と同様，被災発生時刻が正確に報告されている。いずれの災害においても，山口県の事例と同様に時間雨量がピークを示した後に被災が発生していることが分かる。それぞれの被災ため池に対して，時間最大雨量と被災発生までの積算雨量の関係をプロットしたものが**Fig.2-17**である。**Fig.2-17**には**Fig.2-12**で示した山口県における時間最大雨量と被災発生までの積算雨量も併記している。**Fig.2-17**より，新潟・石川県のため池被災においても，時間最大雨量と積算雨量の間に右下がりの関係が見られる。山口県と新潟・石川県の近似曲線を比較すると，山口県における近似曲線の方が上方に位置しており，新潟・石川県では山口県よりも小さな降雨でため池の被災が発生する傾向が見られる。

このように地域によって降雨がため池の被災に与える影響に違いがある理由として，基礎地盤や堤体材料の特

性，集水域の地形や地質，地域による設計や施工方法の差異，過去の降雨の履歴などが挙げられる。今後は降雨量とため池被災の関係について，以上述べたようなデータを集積していくことによって，地域ごとの限界降雨量を推定し，より精度の高い被災予測が可能になると考えられる。

2.7 個別ため池の分析の必要性

上述したように，降雨量とため池の被災の間には大きな相関が認められ，ため池の場合には降雨の影響として直接的降雨浸透だけでなく，貯水位の上昇が被災に大きな影響を与えている可能性があることが分かった。

また，堤体土の土質や締固め度と被災形態の間に大きな相関が認められないという結果が得られた。一方，谷ら（1998）の研究で明らかにされているように，地震によるため池の被害の場合には，液状化を発生する堤体土

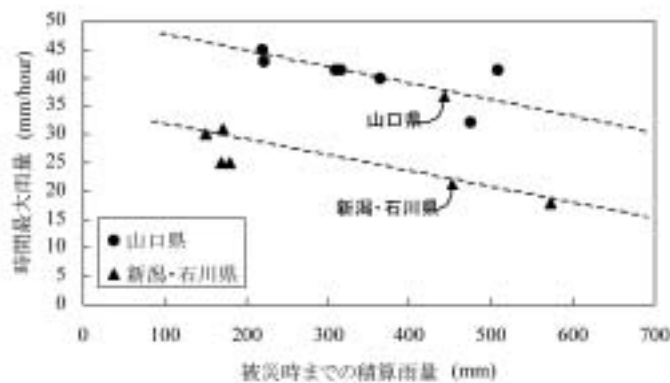


Fig.2-17 被災ため池における時間最大雨量と被災時までの積算雨量の関係
Relationships hourly maximum rainfall and accumulated rainfall until occurrence of damage

または基礎地盤と被災の関係は明瞭であり、堤体の土質と被災の関係が薄いという点はため池の豪雨災害における一つの特徴であると考えられる。

地盤工学的な観点に立った場合、堤体土の条件は堤体の安定性を決定する大きな要因の一つであると考えられる。したがって、堤体土の条件がため池の豪雨災害に対して無関係というより、降雨量や貯水位の影響に加えて、個々のため池が持つ堤体・基礎の形状、付帯構造物の構造などの他の要因の方がより大きく被災に影響していると考えべきであろう。また、Fig.2-3、Fig.2-4およびFig.2-8から分かるように、同じ降雨量の地域でも、無被害のため池が多く存在することから、降雨以外にも被害の有無を分ける要因が個々のため池にあることは明らかである。これら個々のため池が持つ特性による影響について明らかにするためには、本章で述べたような統計的な分析ではなく、個別のため池における破壊形態の詳細な分析を行い、破壊原因の類型化を行うことが必要である。

Appendix.1は、本章で取り扱ったため池のうち、詳細な調査を行い、破壊原因を比較的明確に特定できたため池のリストである。これらのため池において、被災直後の現地調査結果とため池を所轄する機関から提供された堤体図面や施工記録などのデータをもとに、被災原因の分析を行い、複数の事例の分析から被災原因の類型化と破壊メカニズムの解明を行った。この結果、Appendix.2に示すような被災の形態と破壊要因のキーワードが得られている。これらの事例の詳細については、第Ⅲ～Ⅴ章で述べる。

2.8 ため池の豪雨災害の特徴に関するまとめ

本章では、ため池の豪雨災害に関する全般的な特徴を明らかにするため、堤体の土質と締固め度によって被災ため池の整理を行うとともに、降雨量とため池の被災に関して分析を行った。この結果、以下のことが明らかとなった。

- ① ため池の被災形態は大きく越流破壊、すべり破壊、浸透破壊に分類が可能であり、この中で浸透破壊が最も多く発生している。
- ② 堤体の土質とため池の被災形態の間には良い相関が認められなかった。砂質土あるいは粘性土等の堤体土質の種類は、被災の有無や被災形態を分ける主要因ではないことが分かった。
- ③ 被災したため池堤体の締固め度を調査した結果、締固め度(D値)は全体的に低い値を示した。しかし、締固めの良好なため池でも、被災が発生している事例があり、締固めの程度も被災の有無や被災形態を分ける主要因ではないことが分かった。
- ④ 1985年、1997年の災害における降雨形態と被災の関係を分析した結果。ため池の被災は、時間最大雨量と積算雨量に関係し、強い降雨強度をきっかけとして発生することが分かった。特に、ある程度の積算雨量が発生した時点で、強い降雨強度が発生すると、被災率は、急激に増大し、かつ時間最大雨量と強い相関を持つことが分かった。
- ⑤ 1985年と1997年の山口県の被災事例で、「時間最大雨量－被災発生までの積算雨量」の関係を求めた結果、それぞれ右下がりの近似曲線で表せることが分かった。また、これらの災害では、時間最大雨量約20(mm)、積算雨量約200(mm)が被災発生の下限值であることが分かった。ただし、2000～2002年の新潟・石川県のため池被災でこの関係を比較した結果、これらの閾値や近似曲線は、地域によって異なる可能性があることが分かった。
- ⑥ 豪雨によるため池の被災では、降雨浸透に加えて、貯水位の上昇が堤体の安定性の低下に大きな影響を与えていることが分かった。
- ⑦ 被災の有無を分ける要因を明らかにするためには、堤体土質や降雨量等の統計的な分析だけでなく、被災を受けた個別のため池の詳細な分析を行い、破壊原因の類型化や決壊に至る破壊メカニズムの解明が必要不可欠である。

Ⅲ 浸透破壊によるため池の崩壊

3.1 概説

第Ⅱ章で述べたように、豪雨による被災ため池のうち、浸透破壊が原因と見られる破壊形態が最も多い。本章では、浸透破壊によるため池の崩壊メカニズムについて検討を行う。

本章では、はじめに浸透破壊を堤体に発生するものと付帯構造物周りに発生するのとは大きく分け、それぞれの事例について詳細に述べる。次に浸透破壊の一形態であるハイドロリックフラクチャリングについて実験的な検討を行った結果について述べる。最後に浸透破壊によるため池の崩壊メカニズムについての考察を行う。

3.2 用語の定義

浸透破壊に関する用語は、未だ明確に定義されておらず、状況に応じて使用されているのが現状である。本論文では、以下のように用語の定義を行う。

- 「ハイドロリックフラクチャリング (Hydraulic Fracturing)」とは、「堤体内に生じた潜在的な亀裂や低応力ゾーンに貯水からの水圧が作用して亀裂が発生または進展する現象」と定義する。
- 「ボイリング (Boiling)」とは「粘着力のない砂地盤において、上向き浸透力が土の重量よりも大きくなることによって液状化し、砂が吹き上がる現象」とする。Terzaghiによって定められた限界動水勾配とはボイリング現象に対する抵抗性を示す値である。
- 「パイピング (Piping)」とは、「地盤内に局所的な浸透が発生し、浸透水によって土粒子が流亡して地盤内にパイプ状の水みちができる現象」とする。「パイピングホール」とは、パイピングによって堤体上下流方向に連続して形成された穴である。
- 「浸透破壊」とはハイドロリックフラクチャリング、ボイリングあるいはパイピングなどのような水理的破壊現象を総称する用語である。貯水からの浸透や降雨浸透によって堤体内の間隙水圧が上昇し、すべり破壊が生じる現象も「浸透による破壊」であるが、本論文では「浸透破壊」の用語の中には含まないものとする。

3.3 既往の研究レビュー

ため池について浸透破壊の事例やメカニズムについて研究された事例は少ない。ここでは、主にアースダムでの浸透破壊に関する研究事例を中心にレビューを行う。

フィルダムの浸透破壊で最も有名な事故は1975年のTetonダムの決壊である。その原因はハイドロリックフラクチャリングであると推定されており、Tetonダムの決壊事故以来、ハイドロリックフラクチャリングによって破壊したと推定された事例について、数多くの事例研

究が行われている。その大部分がロックフィルダムに関する研究であり、主な研究成果として以下のような結論が得られている。①Vaughanら(1970)は、Balderheadダムの浸透破壊事例について、フィルターゾーンとコアゾーン間の剛性の違いに起因するアーチ作用によるコアの応力低下が発生し、貯水圧がコア内の土圧を上回ることによってハイドロリックフラクチャリングが発生した、と報告している。②Tetonダムの浸透破壊事例では、コアトレンチや基礎地盤の段差などコアが急勾配の基礎地盤と接する部分においてアーチ作用が発生しハイドロリックフラクチャリングが発生した、と報告されている(Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure, 1976)。

Sherardら(1972, 1973, 1985)は、数多くのアースダムの浸透破壊事例を分析し、分散性粘土の問題とハイドロリックフラクチャリング現象の問題の二つの観点から浸透破壊現象のメカニズムを説明している。前者の分散性粘土とは、ナトリウム系のモンモリロナイトを多く含み、浸透によるイオン交換によって容易に浸食される土である。Sherardらは、堤体材料として分散性粘土(dispersive clay)が用いられている場合、分散現象が起こり、パイピング発生の可能性が高くなる、と述べている。築堤中の降雨時や初期湛水時に、この分散現象によってパイピングホールが発生した事例が数多く紹介されている。

後者のハイドロリックフラクチャリング現象については、複数のダムの調査の結果、以下のような結論が導かれている。①初期湛水時に急速に漏水が発生する現象は、クラックのような局所的な浸透経路が発生していることを示している。このようなクラックの発生はハイドロリックフラクチャリングによるものである。②ハイドロリックフラクチャリングによる破壊は、基礎地盤の不等沈下による堤体のわずかなクラックあるいは応力低下によって発生する。アバットに鉛直な段差が存在したStockton Creek Damの事例や沖積粘土が堆積した基礎地盤によって不等沈下を発生したWister Damの事例が報告されている。③築堤中あるいは築堤後の乾燥によって乾燥クラックが生じ、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。④分散性粘土の堤体では、ハイドロリックフラクチャリングが発生する危険性が高い。国内では、仲野(1994)や、Ngambiら(1997)、西村ら(1994)が、大河内ダム、五位ダム、源内山ダムの事例を基にハイドロリックフラクチャリングに関する考察を行っている。これらの研究の結論として、①フィルダムの基礎地盤において、伸びひずみがある限界値を超えると亀裂が発生し、水圧がその亀裂を押し広げることによってハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある、②ゾーンタイプダムのコアにおける土圧計測の結果、貯水圧と水平土圧がかなり近い値を示す場合があり、不等沈下等のクラックが発生した場合、ハイドロ

リックフラクチャリングが発生する危険性がある、③底樋管周辺ではアーチング作用が発生することによって、管側部に作用する水平土圧が減少し、ハイドロリックフラクチャリングが生じる危険性がある、と述べている。

浸透破壊のメカニズムとして、ボイリング現象が考えられるが、ボイリングが主原因で崩壊が発生したと報告されている事例は少ない。Findlayら(1996)は豪雨による貯水位急上昇時において堤体下流基礎地盤中の沖積砂礫層が飽和してボイリングが発生した事例を報告している。

朝倉ら(1970)はフィルダムのコアに対して、ボイリングの抵抗性に関する室内実験を行い、限界動水勾配が数十から数百の値を取ると述べている。アースダムでこのような大きな動水勾配となるのは、高透水性の基礎地盤の下流側に薄い不透水層がある場合に限定されていると考えられる。したがって、ボイリングは、高透水性の基礎地盤がある場合にしか発生しないものと考えられる。以上に示した既往の研究事例はほとんどが初期湛水時の破壊を取り扱っており、築堤時における設計施工上の問題に関して研究が行われている。しかし、ダムあるいはため池が長期間運用された後の破壊事例についてはほとんど報告がない。また、降雨時における浸透破壊事例についても報告がない。このように「長年月、使用された堤体における豪雨による浸透破壊」についての破壊メカニズムが課題として残されている。

3.4 浸透破壊によるため池の被災事例の概要

本節では浸透破壊が原因と考えられる被災事例について紹介する。浸透破壊は局所的な破壊形態を取ることが多い。浸透破壊による被災を目撃した人の証言によると、「下流斜面の一カ所から水が噴出し、流出水が堤体を侵食して崩壊に至る」場合が多い。

ため池の部位は、大きく堤体、基礎地盤、底樋や洪水吐などの付帯構造物に分けることができる。Table 2-1で挙げた被災ため池のうち、浸透破壊による被災事例を破壊の発生箇所でも分類したものをTable 3-1に示す。Table 3-1の分類の中で「堤体」としたものは、崩壊形状

などから明らかに堤体盛土で浸透破壊が発生したと見られる事例である。浸透破壊の出口が底樋周りであっても、入口が底樋周りでない場合は「堤体」に分類している。「底樋周り又は基礎地盤」は、入口から出口までの底樋周り全体が破壊している場合である。底樋は通常、基礎地盤上に設置されているため、後述するように、原因は底樋だけにあるではなく、基礎地盤や堤体との相互作用によって崩壊が発生している場合が多い。「洪水吐周り」は、洪水吐構造物に沿って上下流方向に浸透破壊が発生した場合である。「不明」としたのは、浸透破壊によって堤体を含め、基礎地盤も洗掘されて破壊が発生した事例で、堤体部分の破壊か基礎地盤の破壊かについて区別できなかったものである。著者が調査を行ったAppendix.1, 2のうち、浸透破壊によって破壊したため池の中で、底樋周り以外の基礎地盤が大きく洗掘されて破壊した事例はなかった。また、表中で※印をつけた事例は、近代的な設計施工技術によって改修したにも関わらず、改修後数年経過して被災した事例である。Table 3-1から、浸透破壊の発生箇所として、堤体と付帯構造物周り(底樋周りと洪水吐周り)の被災はほぼ同じ割合で発生していることが分かる。以下の節では、Appendix.1, 2に示した被災ため池のうち、浸透破壊によるものを「堤体における浸透破壊」と「付帯構造物周りの浸透破壊」に分けて、その被災状況を詳細に記述する。

3.5 堤体における浸透破壊事例

3.5.1 概要

上述したように、既往の研究事例では初期湛水時に発生する被災が多く、築造・初期湛水から数十年から数百年経過して豪雨を受けた場合の堤体の浸透破壊について研究されている事例はほとんどない。既往の研究では、築堤時に堤体土で発生した低応力部などを原因としてハイドロリックフラクチャリングが発生するとされているが、このようなメカニズムだけでは、ため池のような老朽化の進んだ堤体に発生する浸透破壊現象を説明することができない。

Table 3-1 浸透破壊の発生箇所による分類
Classification of damaged dams according to damaged part of embankments

	堤体	底樋周り	洪水吐周り	不明	計	備 考
1985年 山口県	5	8			13	
1993年 山口県	3			1	5	
1995年 茨城県			1		1	※1 洪水吐改修18年後の被災
1995年 広島県	2		1 ^{※1}		2	
1997年 山口県	3	2			5	
1997年 高知県		1 ^{※2}			1	※2 底樋改修5年後の被災
1997年 愛媛県		1 ^{※3}			1	※3 底樋改修14年後の被災
2001年 愛媛県	1				1	
計	14	12	2		29	

本節では、主に老朽化という観点から、ため池堤体における浸透破壊現象のメカニズムについて検討を行う。浸透破壊の発生箇所やその進展経路などを被災事例の観察等から明らかにし、破壊原因の抽出と類型化を行う。

3.5.2 常時満水位から設計洪水位にかけての上流斜面を入口とする浸透破壊：迫の益ため池の事例

島根県津和野町に位置する迫の益ため池は、堤高5.1m、堤頂長25m、貯水量300m³の粘性土の均一型堤体であり、1997年台風9号による豪雨によって決壊した。決壊の状況を **Photo 3-1** に示す。**Fig.3-1**、**3-2**、**3-3**にそれぞれ堤体の平面図、堤体の縦断面図、決壊面の測量結果を示す。また、**Table 3-2**に堤体土の特性を示す。

ため池管理者の証言によると、「漏水が濁りはじめ、下流法尻から水が噴出して決壊に至った」とのことである。決壊部は、**Fig.3-2** および **Fig.3-3** に示すように、縦断面では鋭利なV字型であり、横断面では天端直下で大きな段差を持った形状となっている。鋭利なV字型となって縦断方向に破壊が大きく広がらなかった理由は、堤体土が粘着力を有しているためだと考えられる。決壊部の上流側が天端から約1.5m下の高さであることから、浸透破壊の経路は満水位付近の上流斜面の高い位置から下流斜面へかけて発生していたことが分かる。

堤体上流斜面の右岸側を観察した結果、**Fig.3-1**、**3-2**、**3-3**でAと示した位置に、パイピングホールが発見された。パイピングホールの上流側入口の写真を **Photo 3-2**



Photo 3-1 迫の益ため池の決壊状況（下流側より望む）
Breached Sakonoeki dam (viewed from downstream)

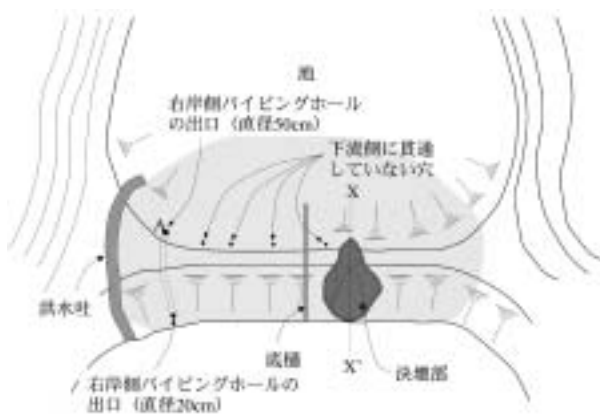


Fig.3-1 迫の益ため池の平面図
Plan of Sakonoeki dam

に示す。このパイピングホールは、上下流方向に貫通しており、上流側の入口が設計洪水位付近に、下流側出口が法尻から50cm上に位置している。穴の大きさは上流側で直径約30cm下流側は直径約10cmであった。パイピングホールの内部には、新しい葉が多数流入しており、豪雨による貯水位の上昇時には、このパイピングホールを通過して貯水が下流側に流出していたと考えられる。上流側決壊部底部の高さが、このパイピングホールの上流側の入口の高さとほぼ一致していることから、決壊部においても同様なパイピングホールが形成されて、崩壊に至ったものと推定された。

また、**Fig.3-1**、**3-2**に示すように、上流斜面には、右岸側のパイピングホールAの他に、下流斜面に貫通していない複数の穴が発見されている。穴の入口の高さおよび形状は、右岸側のパイピングホールAとはほぼ同じであることから、同様な形成過程で発生したものと考えられる。一方、下流斜面には、右岸側のパイピングホールの

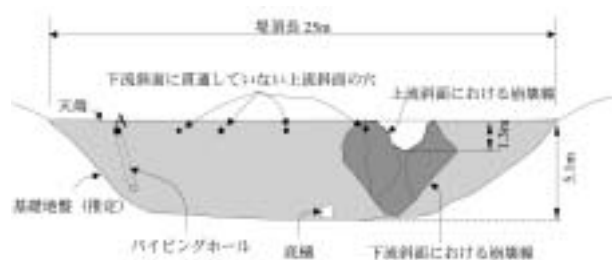


Fig.3-2 迫の益ため池縦断面図
Longitudinal section of Sakonoeki dam



Fig.3-3 迫の益ため池の決壊面（横断面図）
Cross section of Sakonoeki dam

Table 3-2 迫の益ため池堤体土の特性
Soil properties of Sakonoeki dam

分類	粘土（定液性限界）	
粒度	礫分（%）	5
	砂分（%）	34
	シルト分（%）	39
	粘土分（%）	22
	最大粒径（mm）	9.5
	50%粒径（mm）	0.056
コンシステンシー	液性限界（%）	39.7
	塑性限界（%）	22.5
	塑性指数（%）	17.2



Photo 3-2 上流斜面のパイピングホール入口
An entrance of piping hall on the upstream slope

他には明瞭な穴は発見されなかった。貫通していない穴が上流斜面だけに観察されることや、右岸側のパイピングホールで下流側の出口より上流側の入口の方が大きいことなどを考慮すると、穴は下流側からではなく、上流側から形成されたものと考えられる。

以上のことから、ため池において、常時満水位から設計洪水水位付近の上流斜面（以下では、省略して「満水位上流斜面」とする）に穴が形成され、それが上下流方向に貫通するパイピングホールに発達して崩壊に至る破壊パターンが存在することが明らかとなった。このような穴、パイピングホールの発生および進展メカニズムについては、後述する事例で詳細に述べる。

3.5.3 刃金土の劣化による浸透破壊：江良ため池の事例

1997年台風19号の豪雨で浸透破壊を発生した山口県むつみ村に位置する江良ため池の決壊状況を Fig.3-4(a)～(c)に示す。また、決壊面の様子を Photo 3-3に示す。江良ため池では若干の越流があったが、越流開始と同時に下流斜面から水が噴出して決壊が始まったことから、越流が決壊の直接の原因ではないと推定された。

Fig.3-4(a), Photo 3-3に示すように、決壊部のすぐ左岸側の「満水位上流斜面」付近に浸透破壊の入口と推定される穴が複数箇所発見された。また、Fig.3-4(a), (b)に示すように、決壊部左岸側の下流斜面に表層すべりが発生しており、このすべり面上に Photo 3-4に示すような直径約50cmの穴が多数発見されている。この結果、Fig.3-4(a)のA-A'断面では、Fig.3-4(b)に示すような浸透破壊経路が存在したと推定された。穴が列状に分布していることから、決壊部でも同様な浸透破壊経路が存在していたと考えられ、浸透破壊が決壊の主要な原因であると推定された。

刃金土のサンプリングを行い、土質試験を行った結果を Table 3-3に示す。刃金土の土質は粘土(CH)であり、締固め度も94(%)と高いことから、透水係数 $10^9 \sim 10^7$ (cm/sec) オーダーの土に分類される(土質試験の方法と解説, 1999)。刃金土の中央部および上流斜面近傍においてブロックサンプリングを行い、それぞれ鉛直方向と水平方向に切り出した合計4試料に対して行った透水試験の結果を Table 3-4に示す。ブロックサンプリング

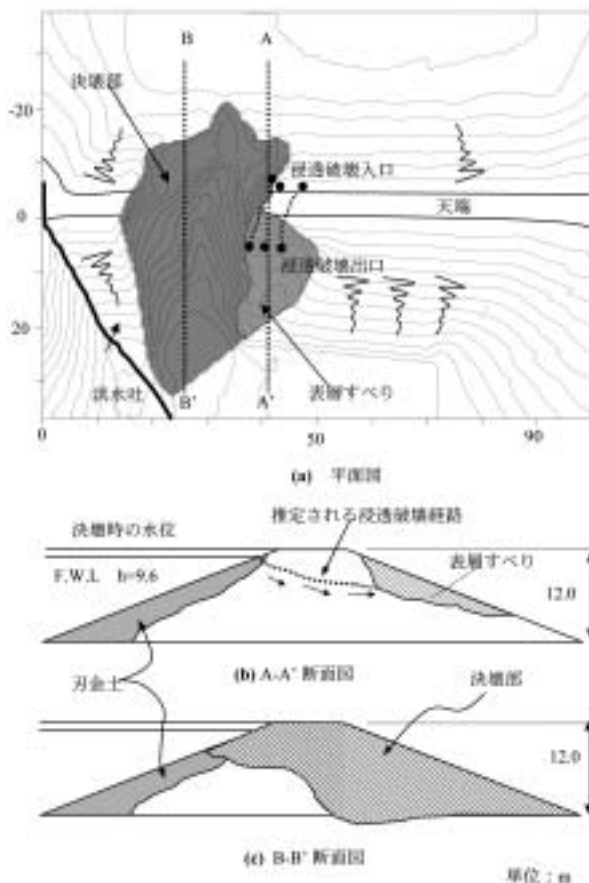


Fig.3-4 浸透破壊により決壊した江良ため池
Era dam, which breached by seepage failure



Photo 3-3 江良ため池の決壊面と上流斜面の穴
Damaged section and halls on the upstream slope of Era dam



Photo 3-4 下流斜面に発見された穴
A hall on the downstream slope

Table 3-3 江良ため池刃金土の土質試験結果
Soil properties of Era dam

土質分類	粘土 (CH)
50%平均粒径 (mm)	0.007
細粒分含有率 (%)	89
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.194
不攪乱試料の乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.123
締め固め度 ρ_d/ρ_{dmax} (%)	94
自然含水比からの体積収縮率 (%)	50.4

Table 3-4 江良ため池刃金土の透水係数
Seepage coefficients of impervious zone of Era dam

	採取位置	透水係数 (cm/sec)	平均 (cm/sec)
鉛直方向	上流斜面近傍	4.95×10^{-4}	3.66×10^{-4}
	刃金中央	2.36×10^{-4}	
水平方向	上流斜面近傍	2.06×10^{-3}	1.54×10^{-3}
	刃金中央	1.02×10^{-3}	

で得られた不攪乱資料の透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-3}$ (cm/sec) オーダーであり、粒度から推定される透水係数と比べ、3～4 オーダーの違いがあった。また、水平方向が鉛直方向の約2倍、上流斜面近傍が刃金土中央の約2倍の透水係数値を示した。以上の結果から、江良ため池の刃金土では、亀裂などの局所的な浸透が発生しており、特に上流斜面近傍の水平方向ではそのような亀裂が卓越していたものと考えられる。

刃金土の遮水性がこのように大きく低下していたことの原因として、①貯水位の上下動による貯水側への土粒子の浸食、波浪等による浸食、②植物根や動物の巣穴等による刃金の損傷、③低水位時の乾燥クラック、などが挙げられる。江良ため池の刃金土は、**Photo 3-3**、**Fig.3-4 (b)**および**(c)**に示すように、貯水に直接接する構造となっており、上記①～③のような劣化が進行しやすい状況にあったと考えられる。特に、刃金土の体積収縮率C (%)は50%以上であり、低水位時の乾燥によってクラックが生じていた可能性が極めて高い。以降の記述では、上記①～③のような現象を、「環境による劣化現象」と呼ぶこととする。

Ngambiら (1997) は、初期的な亀裂を有した供試体に水圧を作用させる実験を行い、土圧より僅かに高い水圧でハイドロリックフラクチャリングが発生し、亀裂が拡大進展するという結果を得ている。江良ため池の場合、今回の豪雨時に貯水位が異常に上昇しており、土被りの小さい「満水位上流斜面」付近で水圧が土圧を上回った可能性がある。江良ため池の被災では、刃金土で発生していた初期的な亀裂に豪雨時の急激な貯水位上昇による水圧が作用して、ハイドロリックフラクチャリングが発生し、亀裂が拡大・進展したことが浸透破壊の主な原因

であると考えられる。

以上をまとめると、江良ため池では、「満水位上流斜面」において刃金土に亀裂を伴う遮水性の低下が発生し、この初期的な亀裂に豪雨時の貯水位上昇に伴う水圧が作用することによって、ハイドロリックフラクチャリングが発生したことが浸透破壊の主要な原因であると考えられる。

3.5.4 パイピングホールの形状と進展：星ヶ谷ため池の事例

星ヶ谷ため池は松山市平井町に位置し、堤高6.4m、堤長215.0m、貯水量29,600m³の均一型堤体である。星ヶ谷ため池の平面図を**Fig.3-5**に示す。堤体は廻り堰であり、西堤および洪水吐が昭和30年ごろ改修されている。星ヶ谷ため池の直接集水面積は7.60haと小さいが、上流に土居奥下ため池、土居奥上ため池が存在し、32.50haの間接集水面積がある。星ヶ谷ため池は上流の2つのため池の補助水源として利用されており、貯水位は常に低水位に維持されていた。ため池管理者の話によると、下記に示す被災を受ける前の7年間、洪水吐の水が流下したことはなかったということである。

2001年6月19日～20日にかけての豪雨により、**Fig.3-5**に示すように、南堤左岸よりの点A、Bにおいてパイピングが発生した。大量の漏水が下流に浸出し、下流農地の一部を冠水し、民家数戸に床下浸水の被害をもたらした。被災時の貯水位は洪水吐をわずかに流出する程度の水位であり、設計洪水位まで達していなかった。点Aでのパイピングホールの拡大は著しく、**Photo 3-5**に示すように大量の水が噴出していた。点Bにおける漏水は、被災時においてもしみでる程度であったと報告されている。貯水位がパイピングホールの入口の高さまで低下した時点で漏水は完全に停止した。

パイピングが発生した箇所を掘削し、パイピングホールの形状の測量および堤体土のサンプリングを行った。

Fig.3-5における点AおよびBの断面測量結果を**Fig.3-6 (a)**、**(b)**に示す。点Aのパイピングホールは、入口が直



Fig.3-5 星ヶ谷ため池平面図
Plan of Hoshigatani dam



Photo 3-5 星ヶ谷ため池の漏水発生状況(下流より撮影)
Leakage from embankment from Hoshigatani dam



Photo 3-6 点Aのパイピングホール (上流側より撮影)
Piping hall at point A

径約 100cm, 出口が約 70 ~ 80cm, 内部が直径約 40cm の円形断面であり, 入口と出口は流水に浸食されて穴が大きく拡大していた。パイピングホールの上下流方向の形状はほぼ直線状であり, Photo 3-6 に示すように入口から出口まで完全に見通すことができた。点Bのパイピングホールの断面形状は円形ではなく, 最も大きいところで水平方向に約 30cm, 鉛直方向に約 15cm の楕円形状となっていた。上流斜面の入口の標高は点Aのパイピングホールとほぼ同じであり, 上流側の入口付近で若干屈曲した後, ほぼ水平に進展している。下流側の出口付近では, 孔径が小さく幅数 mm の亀裂状になり, 若干上昇しながら下流斜面に到達していた。Photo 3-7 に点Bのパイピングホールの出口の写真を示す。

Fig.3-6(a)に示す点I, II, IIIにおける物理試験の結果と粒度分布を Table 3-5, Fig.3-7 に示す。粒度分布の結果から, 点IとIIIは堤体盛土であり, 同じ土質であることが分かる。点IVはI, IIIと比べて細粒分がやや多く基盤

であると推定された。いずれも締め固め度は90%以上であり, 比較的良く締め固められた粘土である。一方, 掘削断面を観察した結果, Photo 3-8, Fig.3-6 に示すように, 天端からの深さ約 135cm を境として点Iを含む上部は黄褐色, 点IIIを含む下部は茶褐色, 基盤は暗灰色を呈していた。点IとIIIの土質が同じであることから, 点IIIを含む堤体下部は長時間地下水下面にあったためにグライ化して茶褐色に変色したものと考えられる。したがって, 常時の浸潤線は, Fig.3-6(a), (b)の点線のように推定された。図に示すように浸潤線が低いのは, 貯水位が低く維持されていたためであろう。

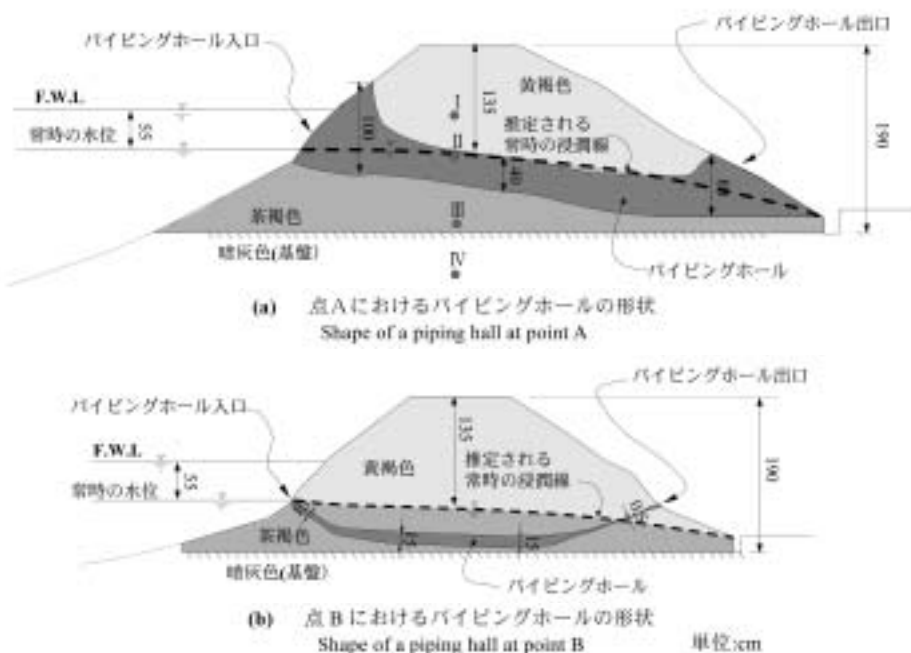


Fig.3-6 星ヶ谷ため池のパイピングホールの形状
Shapes of piping hall of Hoshigatani dam



Photo 3-7 点Bのパイピングホールの下流斜面の出口
Exit of piping hall on downstream slope at point B



Photo 3-8 堤体掘削面の観察
Cross section of embankment

Table 3-5 星ヶ谷ため池の物理試験結果
Soil properties of Hoshigatani dam

試料番号		I	II	III
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.626	2.608	2.594
	自然含水比 W_n %	20.12	23.3	33.52
粒度	礫分 2~75mm %	3.3	1.1	0.8
	砂分 75 μ m~2mm %	42.0	39.8	25.5
	シルト分 5~75 μ m %	31.8	33.0	46.5
	粘土分 5 μ m未満 %	22.9	26.1	27.2
コンシ テンシー 特性	液性限界 W_L %	33.5	31.49	43.49
	塑性限界 W_P %	18.98	18.09	22.44
	塑性指数 I_P	14.52	13.4	21.05
分類	分類名	粘土 (低液性限界)	粘土 (低液性限界)	粘土 (低液性限界)
	分類記号	(CL)	(CL)	(CL)
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.664		1.594
	最適含水比 W_{ocP} %	16.8		20.9
	締固め度 D 値 %	98.4	94.7	92.1

Table 3-6 星ヶ谷ため池の透水試験結果
Permeability coefficients of embankment of Hoshigatani dam

	締固め度 D 値 (%)	鉛直透水係数 (cm/sec)	水平透水係数 (cm/sec)
I	98.4	—	1.52×10^{-3}
II	94.7	2.97×10^{-4}	6.04×10^{-4}
III	94.6	2.10×10^{-6}	2.62×10^{-6}

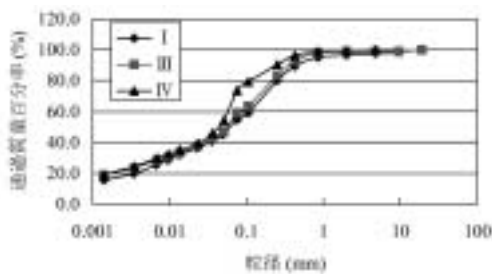


Fig.3-7 星ヶ谷ため池の粒度分布
Grain size accumulation curves of Hoshigatani dam embankment materials

点 I ~ III における透水試験結果を Table 3-6 に示す。透水試験は、ブロックサンプリングによって採取した試料を水平方向および鉛直方向に整形し、定水位透水試験で行った。透水係数は、天端から深くなるにつれて小さくなり、常時飽和していた点 III の試料では 10^{-6} cm/sec オーダーとなっている。土質および締固め度はほぼ同じであることを考慮すると、点 I および II では、亀裂などの局所的な浸透が発生していたものと考えられる。

堤体土に亀裂が発生していたことを、更に明確に確認するため、透水試験で用いた試料の下端からメチレンブ

ルー溶液を約 30 分浸透させた後、供試体をカットして浸透状況を観察した。供試体の中央断面の写真撮影結果を Photo 3-9(a)~(c) に示す。点 I および II の試料内部では、メチレンブルーで着色された部分が面状に分布しており、亀裂性の浸透が卓越していることが分かる。特に点 I の試料では、植物根によると思われる微細な穴が多数存在していた。一方、点 III の試料では、試料の下端に約 2cm の亀裂がわずかに確認できるが、メチレンブルー溶液は試料内部まで到達していない。したがって、同じ土質・同じ条件で締め固められた堤体内部でも深さによって透水性が大きく異なっており、常時の浸潤線以下では粒度に見合った遮水性を維持しているのに対して、長期間不飽和状態にあった常時の浸潤線より上部では亀裂が卓越し遮水性が大きく低下していることが分かった。

以上のことから、星ヶ谷ため池におけるパイピングホールの発生メカニズムについて以下のように考えられる。星ヶ谷ため池は用水の調整用として用いられ、降雨時等の一時的な貯水位上昇時以外、低水位の状態で開催されていたため、堤体上部は年間を通じてほとんどの期間で不飽和状態にあった。このため、常時の浸潤線の標高から洪水吐の標高までの部分は、植物根の侵入や乾燥クラックなどに起因する遮水性の低下が進行し、亀裂が卓越していったものと考えられる。豪雨時には上流に存在する二つのため池が満水になり、3つのため池の集水

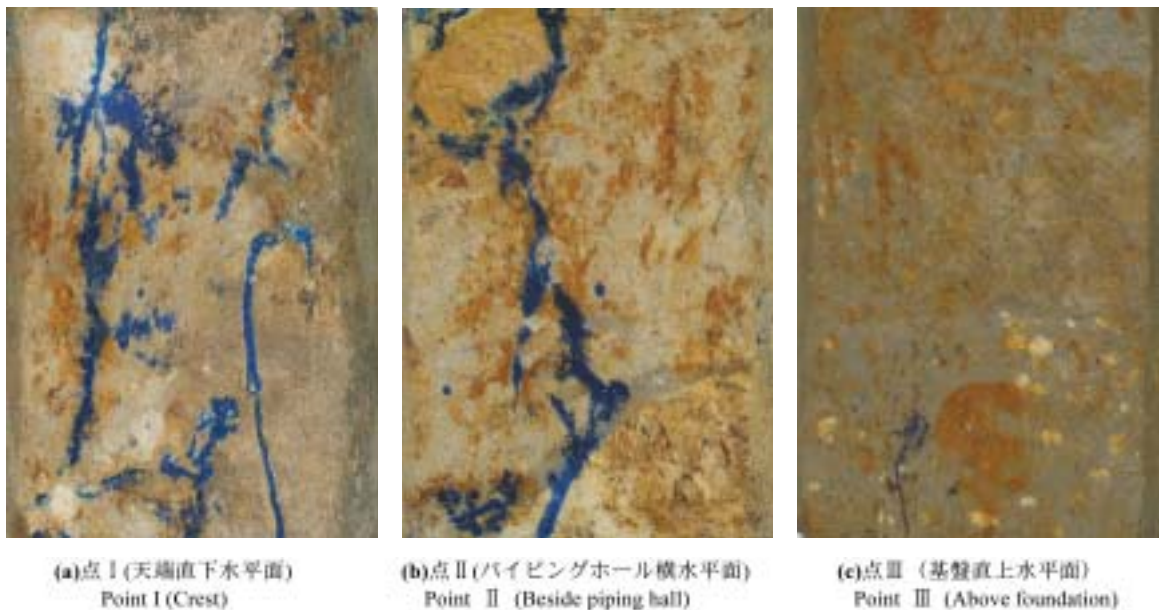


Photo 3-9 星ヶ谷ため池の不攪乱供試体の亀裂
Cracks of undisturbed soil blocks of Hoshigatani dam

域から流出した雨水が全て星ヶ谷ため池に流入したため、貯水位が満水位まで一気に上昇したものと考えられる。急上昇した貯水の水圧が初生的に発生していた亀裂に作用することによって、ハイドロリックフラクチャリングが発生し、亀裂が拡大してパイピングホールになったものと推定される。Penman (1986) は長期間空虚にしていた古いダムに急速に貯水することの危険性を指摘しており、仲野 (1990, 1999) も貯水位が低く保たれていたため池で急速に貯水することによりハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性を指摘している。星ヶ谷ため池の事例は、パイピングホールの進展形状や透水試験結果などから、これらの指摘を裏付けたものといえる。

3.5.5 漏水ため池におけるパイピングホールの形成：山崎ため池の事例

島根県松江市に位置する山崎ため池は、堤高 6m、堤頂長 120m の均一型堤体であり、老朽化のために漏水を

生じている。この事例は豪雨による被災を受けた事例ではないが、常時における堤体の漏水が豪雨時の被災と大きく関係していると考えられるため、パイピングホールの形成等の調査を行った結果について述べる。

Fig.3-8 に山崎ため池の平面図を示す。**Fig.3-8** に示すように、堤体中央部の下流斜面法尻（ハッチで示した部分）で年間を通じて漏水が発生しており、パイピングホールの出口と見られる穴が一カ所発見されている。下流側の穴の写真を **Photo 3-10** および **Photo 3-11** に示す。穴の出口付近は浸食されて直径約 20cm の穴となっているが、内部は急激に大きさが小さくなり亀裂状となっていた。また、**Fig.3-8** に示すように、下流側の漏水範囲の上流斜面側では、「満水位上流斜面」付近に直径 2 ～ 8cm の穴が複数発見された。**Photo 3-12** および **Photo 3-13** にこれらの穴の写真を示す。穴の深さは最大で 80cm 以上のものがあつたが、内部で屈曲していたため詳細は不明

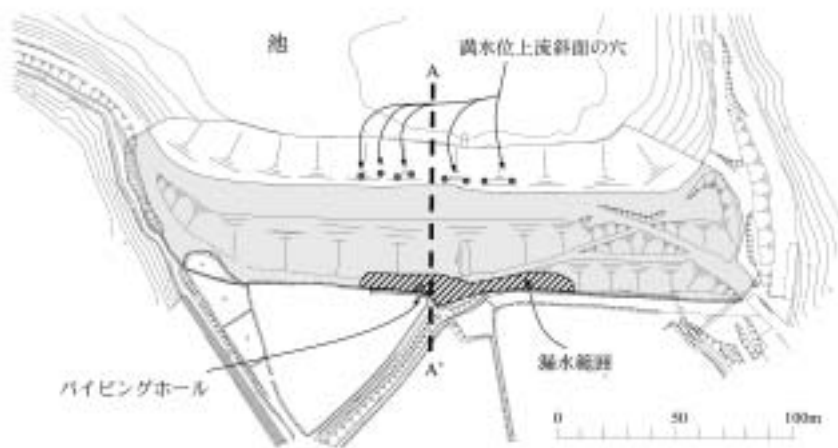


Fig.3-8 山崎ため池平面図
Plan of Yamazaki dam



Photo 3-10 山崎ため池の下流斜面のパイピングホール
A piping hall on the downstream slope of Yamazaki dam



Photo 3-11 山崎ため池下流斜面のパイピングホール内部
Inside of a piping hall on the downstream slope of Yamazaki dam



Photo 3-12 山崎ため池の上流斜面の穴
Hall on upstream slope of Yamazaki dam



Photo 3-13 山崎ため池上流斜面の穴 (拡大)
Hall on upstream slope of Yamazaki dam

である。

Fig.3-8 に示す断面 A-A' においてボーリング調査を行い、堤体および基礎の構造とボーリング孔を利用した現場透水試験（地盤工学会基準 JGS1314）によって得られた透水係数を Fig.3-9 に示す。堤体土質は礫混じり砂質シルトであり、基礎地盤は有機質礫混じり粘土の沖積層である。現場透水試験結果から、堤体中央部 (B2) および下流 (B3) では堤体のごく表層部を除いて 10^{-4} cm/sec オーダーの透水係数を示しているのに対し、上流斜面側 (B1) では地下水面下においても 10^{-3} cm/sec オーダーの

高い透水係数となっている。また、Fig.3-10 に山崎ため池における貯水位と漏水量の関係を示す。漏水量は、下流法尻の U 字溝に設置した三角堰によって測定した。Fig.3-10 より、漏水量は、貯水位が上流斜面の穴が分布し始める標高までは、貯水位の増加に対してほぼ直線的に増加しているが、貯水位が上流斜面の穴の分布し始める標高以上になると急増し始めていることが分かる。これらのことから、堤体の上流側で遮水性が低下し、特に上流斜面の穴が分布する標高以上で局所的な浸透が卓越していることが分かる。このような遮水性の低下は、江

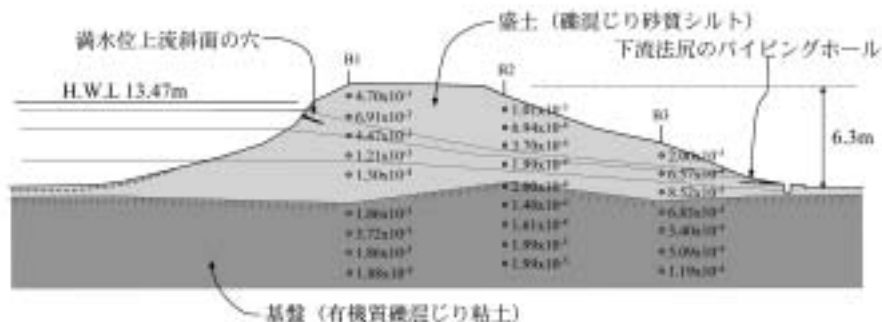


Fig.3-9 山崎ため池横断面図と透水係数 (透水係数の単位：cm/sec)
Cross section and permeability coefficients of Yamazaki dam

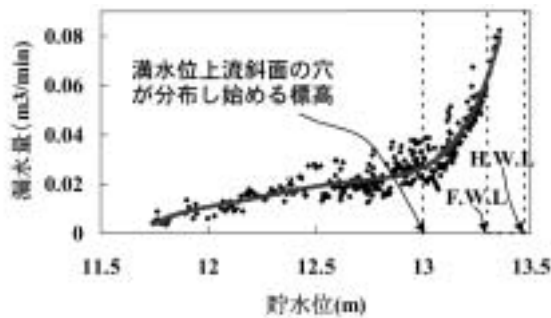


Fig.3-10 山崎ため池における貯水位と漏水量の関係
Relationship of reservoir level and quantity of leakage
at Yamazaki dam

良ため池や星ヶ谷ため池の事例で述べたように、「環境による劣化現象」が発生したことが一つの原因であると考えられる。

Fig.3-9には、貯水位の異なる3つの時期に浸潤線観測を行った結果を併記している。貯水位が上流斜面の穴の高さ近くまで上昇すると、下流斜面に浸透水が浸出していることが分かる。また、貯水位が満水位付近の状態では、下流側のパイピングホール出口から水が流下していることが確認されている。一般に、アースダムでは下流斜面に水が浸出すると、下流法尻の安定性は急激に低下するといわれている。河野ら(1985)は水平2次元の浸透破壊試験を行い、粘着力を有する試料でも、動水勾配が約1~2で下流側から上流側に向かってパイピングホールが進展するという結果を得ている。山崎ため池では、堤体上流側の遮水性が低下した結果、浸潤線が堤体内で上昇したために、浸透水が下流斜面に浸出して下流法尻からのパイピングが発生したものと考えられる。

以上をまとめると、山崎ため池におけるパイピングホールの形成過程は以下のように推定される。はじめに、「環境による劣化現象」などによって堤体上流斜面近傍の遮水性が低下し、それが徐々に進行して局所的な浸透の入口が形成された。上流斜面の遮水性の低下によって堤体内の浸潤線が上昇し、下流斜面に漏水が浸出した結果、下流斜面法尻で浸透による細粒分の流亡、いわゆるパイピングが発生したと推定される。つまり、局所的な浸透の経路が上流側と下流側の双方から徐々に発達しているものと考えられる。このような漏水ため池において、豪雨による急激な貯水位上昇と降雨浸透による堤体内の間隙水圧上昇が作用すれば、上流側と下流側の穴がつながり、パイプ状の経路を流れる大きな漏水が発生する危険性があると考えられる。

3.5.6 腰石垣の効果：王子ため池の事例

広島県庄原市に位置する王子ため池は、堤高18.0m、堤頂長72.2m、総貯水量85000m³の均一型ため池である。1995年7月の梅雨前線豪雨により下流法尻から多量の漏水が発生した。Fig.3-11に示すように、降雨は7月2日から3日にかけて連続雨量で215mmと記録的な豪雨を記録している。被災の発見は7月6日であり、満水状態で

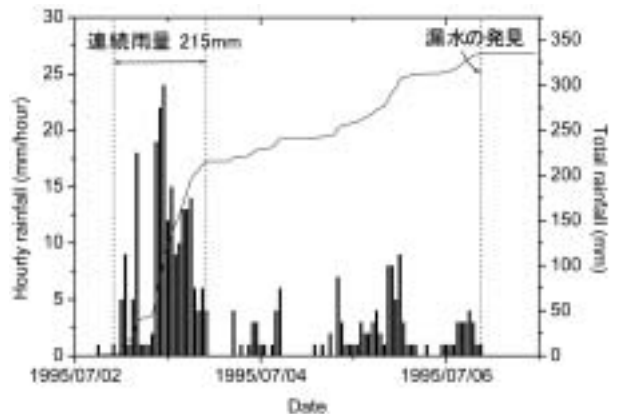


Fig.3-11 王子ため池近傍における時間降雨量と累積雨量の変化
Change of hourly rainfall and accumulated rainfall at Ouji dam

漏水が噴出したまま約3日間、放置された状態にあったと推定された。王子ため池の平面図、横断面図を Fig.3-12(a), (b) に示す。漏水は Fig.3-12(a), (b) に示す点 a ~ g において浸出しており、それぞれの点において Table 3-7 に示すような漏水量を記録した。その合計は294 (m³/day) に達しており、特に点 d の腰石垣からは Photo 3-14 に示すように水が激しく噴出していた。

降雨開始前の貯水位は設計洪水位から3.6m下であったと報告されており、被災時(漏水時)の貯水位は設計洪水位であった。また、被災の発見後に底樋から放流し貯水位を低下させた結果、貯水位が設計洪水位より2.7m下がった時点で点 a ~ g の漏水は完全に停止している。

Table 3-7 王子ため池の被災時における漏水量
Quantity of leakage water after Ouji dam was damaged

漏水浸出点	漏水量 (m³/day)
a	38.9
b	51.8
c	38.9
d	78.8
e	27.6
f	18.8
g	
その他(洪水吐下流等)	38.9
合計	293.8



Photo 3-14 王子ため池の漏水(点d)
Leakage from Ouji dam embankment (Point A)

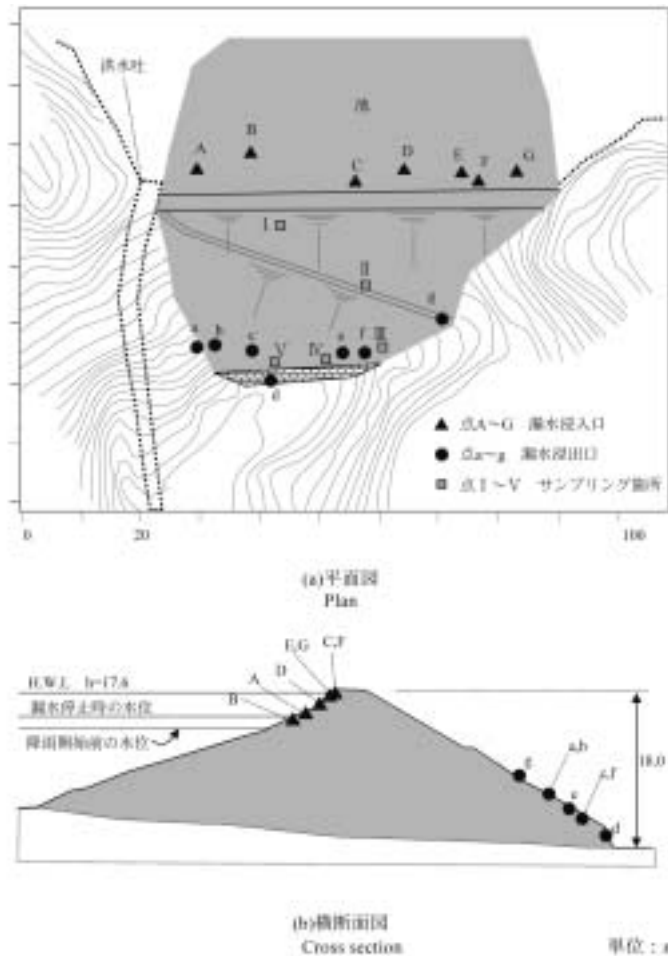


Fig.3-12 王子ため池の被災状況
Condition of damage of Ouji dam

上流斜面を精査した結果、漏水浸入口と見られる点 A ～ G の穴が確認された。ため池管理者の話によると、満水時には点 A から B の付近で渦が発生していたとの報告もある。明確なパイピングホールの入口は確認されていないが、上流斜面の穴の位置や設計洪水位から僅かに水位が下がった時点で漏水が停止していることを考慮する

と、王子ため池の場合も 3.5.2 ～ 3.5.5 節で述べた「満水位上流斜面」を入口とした漏水であることが分かる。

Fig.3-12(a) に示す点 I ～ V において、試料を採取し、土質試験と締めめ地盤の透水試験方法（地盤工学会基準：JGS1316-1995）による現場透水試験を行った結果を Table 3-8 に示す。表に示すように、土質は場所によって

Table 3-8 王子ため池の土質試験および現場透水試験結果
Result of soil property tests and permeability tests of Ouji dam embankment

試料番号		I	II	III	IV	V
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.723	2.667	2.635	2.678	2.666
	自然含水比 W_n %	54.29	29.54	26.33	22.53	23.68
粒度	礫分 2～75mm %	0.0	57.0	18.5	8.7	16.3
	砂分 75 μ m～2mm %	23.9	23.7	46.0	55.7	53.4
	シルト分 6～75 μ m %	50.5	8.1	24.4	23.6	22.1
	粘土分 5 μ m未満 %	25.6	11.2	11.1	12.0	8.2
	均等係数 U_c		2636.6	186.1	181.2	107.0
	曲率係数 U_c'		10.7	1.3	2.3	0.8
コンシテンシー特性	液性限界 W_L %	80.63			45.84	
	塑性限界 W_P %	43.97			25.89	
	塑性指数 I_P	36.65			19.95	
分類	分類名	火山灰質粘土	細流分質砂質礫	細流分質礫質砂	礫混じり細流分質砂	細流分質礫質砂
	分類記号	(VH2)	(GFS)	(SFG)	(SF-G)	(SFG)
現場試験	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	0.79		0.83	0.87	0.88
	現場透水係数 cm/sec	8.32x10 ⁻⁵	7.17x10 ⁻⁵	1.28x10 ⁻³	1.28x10 ⁻³	1.39x10 ⁻³

大きくばらついている。堤体上部は火山灰質粘性土であり、浸透による浸食には弱い土と考えられる。腰石垣直上は、礫を含む砂質土である。現場透水係数は堤体上部で 10^{-5} cm/sec オーダーであり比較的遮水性は高い。また、法尻の腰石垣直上は 10^{-3} cm/sec オーダーとなっている。

王子ため池では、大量の漏水を連続して3日以上発生しながら、決壊等の大きな被害に至らなかった。この理由の一つとして、腰石垣の存在があげられる。Photo 3-14の漏水状態を見ると、激しく水が噴出しているが、水は濁っていないことが分かる。堤体土は火山灰質粘性土を含むため浸食されやすいものの、腰石垣の直裏は透水性の良い礫混じりの砂質土となっており、フィルターの役割を果たした可能性が高い。このように、腰石垣や下流ドレーンが存在することによって、堤体内部に浸透破壊が発生しても、土粒子の流亡が防止され大規模な決壊に至らない場合があることが分かる。

3.5.7 その他の事例：田の方上ため池，柳ため池

田の方上ため池と柳ため池の事例は、3.5.2～3.5.6節までに述べた事例の現象と同様な現象が発生している事例である。若干の重複があるが、これまで述べた事例の現象がため池において特異な現象ではないことを示すため、これら2事例の調査結果を以下に述べる。

Fig.3-13, 3-14, Photo 3-15 に示す田の方上ため池は、山口県阿東町に位置し、堤高15.0m, 堤長50.0mの粘性土

の均一型堤体である。Table 3-9 に Fig.3-13, 3-14 に示す I～IIIの点で採取した堤体土の特性を示す。田の方上ため池は、1997年の台風9号による豪雨で、下流法尻の腰石垣から約 $2 \sim 3$ m³/min に及ぶ大量の漏水が発生した。漏水は約2日間継続したが、決壊等の大きな被害には至っていない。この理由の一つとして、王子ため池と同様、腰石垣の存在が考えられる。

田の方上池の下流には、重ねため池の関係にある田の方下池が存在している。ため池管理者の話によると、田の方上ため池は田の方下池のバッファとして用いられて



Photo 3-15 田の方上ため池（下流側より堤体を望む）
Tanokatakami dam (viewed from downstream)

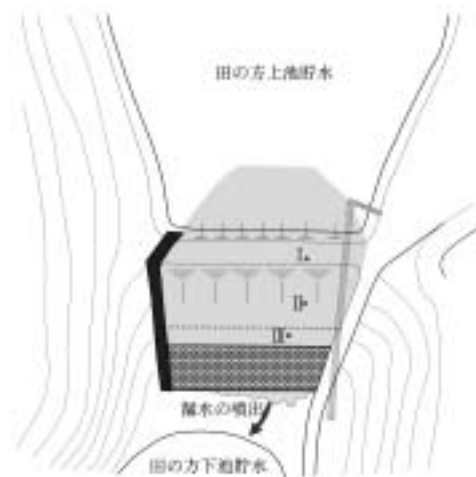


Fig.3-13 田の方上ため池平面図
Plan of Tanokatakami dam

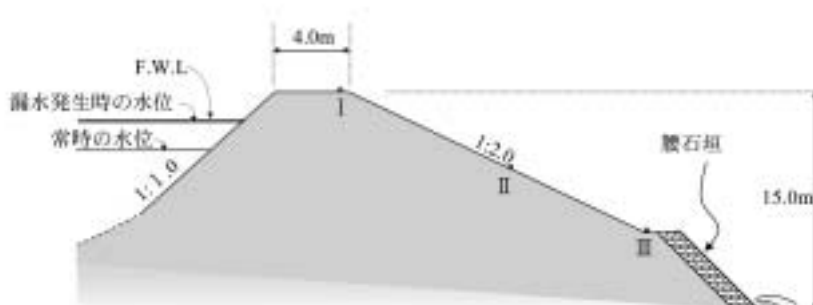


Fig.3-14 田の方上池の横断面
Cross section of Tanokatakami dam

Table 3-9 田の方上池堤体土の特性
Soil property of Tanokatakami dam embankment

試料番号		I	II	III
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.704	2.663	2.666
	自然含水比 W_n %	22.7	38.8	29.9
粒度	礫分 2～75mm %	49.0	0.0	3.0
	砂分 75 μ m～2mm %	25.0	38.0	29.0
	シルト分 5～75 μ m %	19.0	37.0	52.0
	粘土分 5 μ m未満 %	7.0	25.0	16.0
コンシステンシー特性	液性限界 W_L %	NP	56.5	NP
	塑性限界 W_P %	NP	33.3	NP
	塑性指数 I_P	NP	23.2	NP
分類	分類名	細流分質砂質礫	粘性土	粘土 (高液性限界)
	分類記号	(GM)	(C)	(CH)
締め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.6	—	1.4
	最適含水比 $W_{OC P}$ %	19.0	—	29.5
	締め度 D 値 %	78.6	—	76.0

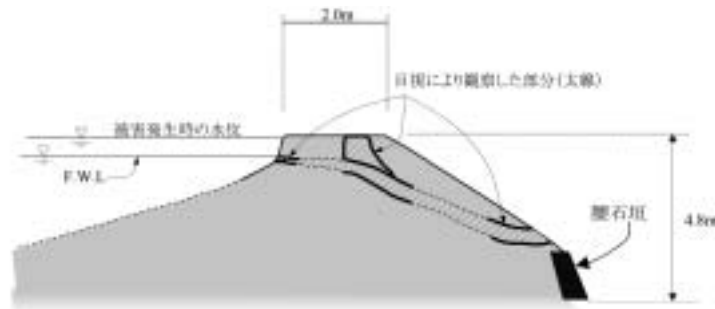


Fig.3-15 柳ため池のバイピングホール
Cross section and piping hall of Yanagi dam

おり、貯水位は年間を通して中間水位程度の低い位置に維持され、被害発生時から過去 10 年間、貯水が洪水吐を流下したことはなかったとのことである。つまり、常時満水位から設計洪水位の間の上流斜面は常に乾燥状態にあったことになる。また、堤体はほとんど管理されておらず、下流斜面から上流斜面まで竹が繁茂している状態であった。

被害発生時の貯水位は、洪水吐をわずかに水が流下する程度の水位であり、設計洪水位には達していなかった。このように、特に異常に高い水位ではない状態で大量の漏水が発生した理由として、貯水位を常時から低水位に保っていたことによる乾燥や植物根等による堤体の損傷が挙げられる。これは、星ヶ谷ため池と同様な事例であり、「環境による劣化現象」によって潜在的な亀裂が生じ、貯水位の急上昇によってハイドロリックフラクチャリングが発生した可能性が高い。

近年、用水の需要の減少により、管理されないまま低水位の状態で開催されるため池が増えている。特に、星ヶ谷ため池や田の方上ため池のように重ねため池や親子ため池の場合にその傾向が強い。大橋ら (1988) も、被災ため池の統計的な分析の結果、重ねため池の被災率が大きいという結果を得ているが、これは長期間低水位に保つなどの水管理の問題が原因となっている可能性がある。今後、このような重ねため池や親子ため池の統廃合や管理を容易とする改修工法などが求められる。

柳ため池は広島県庄原市に位置し、堤高 4.8m、堤長 95.0m、貯水量 15,000m³ の粘性土の均一型堤体である。1995 年の梅雨前線豪雨により、堤体内にバイピングホールが発生し、大量の漏水が下流の水田に流出した。Fig.3-15 に示すように、バイピングホールが上下流に貫通しているものの、貯水位がバイピングホール入口より低くなった時点で破壊が停止しており、Photo 3-16 に示すように、大規模な決壊は免れている。

バイピングホール直上の天端が一部崩落しており、この崩落による穴とバイピングホールの入口および出口からバイピングホール内部の形状を観察することができた。バイピングホールの形状は、上流斜面の入口からほぼ水平に天端直下を横断し、下流斜面に沿って腰石垣の上部に達している。下流斜面の穴 (Photo 3-17) は直径約 50cm、上流斜面の穴 (Photo 3-18) は直径約 20cm であった。

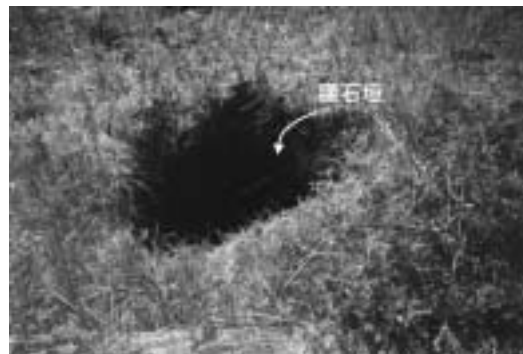


Photo 3-17 柳ため池のバイピングホール出口
Exit of piping hall of Yanagi dam



Photo 3-16 柳ため池下流
Yanagi dam



Photo 3-18 柳ため池のバイピングホール入口
Entrance of piping hall of Yanagi dam

柳ため池では、上述の王子ため池や田の方上ため池と同様、下流法尻に腰石垣（張りブロック）が設置されている。しかし、腰石垣には排水孔が設けられておらず、腰石垣の上部に漏水の跡が広い範囲で認められたことから、腰石垣の背後地盤で目詰まりが発生していたものと推定された。したがって、豪雨時において、浸潤線は排水性が低い腰石垣上端以上に上昇していた可能性が高い。以上のことから、腰石垣の排水性が悪い場合、腰石垣の上部にパイピングが発達する可能性があることが分かる。

また、Fig.3-15に示すパイピングホールは、ほぼ浸潤線沿いに進展していることが分かる。これは上述した星ヶ谷ため池と同様の破壊形態である。すなわち、星ヶ谷ため池と同様、浸潤線を境として堤体上部で亀裂性の浸透が卓越しており、豪雨時に貯水位が急上昇した結果、初期的な亀裂にハイドロリックフラクチャリングが発生しパイピングホールが形成されたものと考えられる。

3.5.8 堤体の浸透破壊事例に関するまとめ

以下に、堤体における浸透破壊について、事例の分析から明らかになった特徴を以下にまとめる。

- ① 常時満水位から設計洪水位にかけての上流斜面（「満水位上流斜面」）にパイピングホールの入口が発生する浸透破壊が多い。
- ② 星ヶ谷ため池のように貯水位が常時から低く維持されていた場合や、江良ため池のように刃金土が貯水に直接、接している場合には、上流斜面近傍の堤体土で亀裂性の浸透が発生する場合がある。亀裂性の浸透は、堤体上部または表面に近いほど、また鉛直方向より水平方向の方がより発達していることが分かった。
- ③ ②のような亀裂性浸透が発生する理由の一つとして、乾燥収縮による亀裂発生、動植物による孔、貯水位変動や波浪による浸食などに起因する「環境による劣化現象」が考えられる。
- ④ 星ヶ谷ため池や柳ため池の事例で見られるように、パイピングホールは、浸潤線沿いに発生している場合がある。
- ⑤ 田の方上ため池や星ヶ谷ため池の事例のように、貯水が低水位で維持されていた場合、設計洪水位またはそれより低い水位で浸透破壊が発生する場合がある。
- ⑥ 田の方上ため池や王子ため池の事例で見られるように、下流法尻に腰石垣が設置されている場合、多量の漏水が発生しても決壊などの大きな被害に至らない場合がある。一方、柳ため池のように、腰石垣に十分な排水性がない場合、腰石垣上部にパイピングホールが進展する場合がある。
- ⑦ 山崎ため池の事例で見られるように、堤体の遮水性が低下し浸潤線が下流斜面に浸出することによって、下流斜面法尻からパイピングホールが形成され、局所的な浸透の経路が上流側と下流側の双方から徐々に発達する可能性がある。

3.6 付帯構造物周りで発生した浸透破壊事例

ため池の底樋周りは、常時から漏水経路となることが多く、豪雨時には漏水が拡大して浸透破壊が発生しやすい場所であるといわれている。1997年の台風19号の豪雨によって発生した浸透破壊5件のうち2件が底樋周りを出口として発生している。また、安中ら（1994）は、1985年の梅雨前線豪雨災害で発生した浸透破壊事例13件のうち、8件が底樋周りで発生したと述べている。また、小倉ら（1989）も、底樋の老朽化を原因とする被害事例が多いことを述べている。以下に、底樋や洪水吐など付帯構造物周りで発生した浸透破壊事例について、その破壊形態を詳細に述べ、破壊メカニズムの考察を行う。また、付帯構造物の改修後に被災したため池の事例を紹介し、改修方法が被災に与えた影響についても考察する。

3.6.1 底樋周りの地盤の変形により浸透破壊が生じた事例：麻生ため池の事例

麻生ため池は、山口県むつみ村に位置し、堤高16m、堤頂長127.0m、総貯水量100,000m³の均一型ため池である。1997年台風19号の豪雨によって、底樋を中心とした部分で決壊が発生した。ため池管理者の話によると、決壊前の貯水位は洪水吐クレストから約4m下であり、降雨開始から約1日で設計洪水位まで水位が上昇したということである。その後、貯水位が満水位になったため、上流からの流入水を迂回させて貯水位の上昇を防いでいたが、下流法尻の底樋周りから水が噴き出して決壊に至った。

Fig.3-16に麻生ため池の平面図、Fig.3-17に崩壊形状の鳥瞰図を示す。また、Photo 3-19、3-20に下流側から撮影した決壊状況、露出した底樋管の写真を示す。決壊面の測量を行い、Fig.3-16におけるA-A'およびB-B'断面の形状を調べた結果を、それぞれFig.3-18(a)、(b)に示す。Fig.3-18(a)に示すように、決壊は底樋に沿って発生しており、決壊部の直下流は流出水のために深くえぐれていた。また、Fig.3-16から分かるように、底樋は堤体の上流側で大きく屈曲しており、特異な構造となっている。

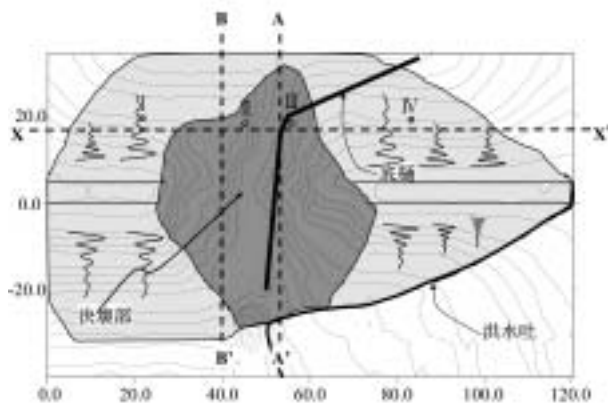


Fig.3-16 麻生ため池の平面図

Plan of Asou dam

単位：m

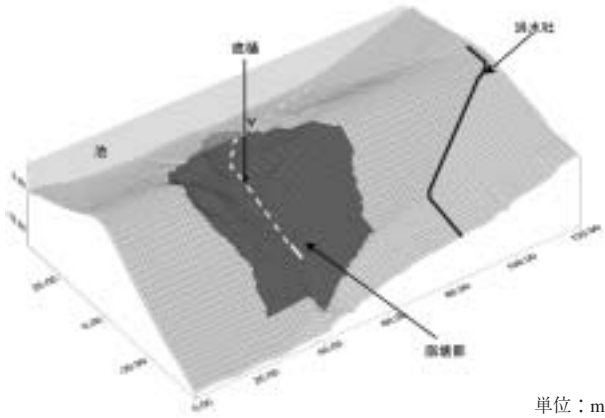


Fig.3-17 麻生ため池の鳥瞰図
Bird's eye view of collapsed Asou dam

底樋周りには比較的硬い粘土が巻き付けてられていたが、この粘土は底樋周りの漏水を防ぐためのコンタクトクレーであると推定される。

ため池管理者の話によると、麻生ため池は昭和初期に決壊したことがあり、その後、改修されてかさ上げされたとのことである。Photo 3-21, Fig.3-18(b) に示すように、堤体上流側には旧堤体と考えられる土質の異なる部

分が決壊面に露出していた。新堤体、旧堤体、基礎地盤および底樋周りで試料を採取し、土質試験を行った結果を Table 3-10 に示す。新堤体の土質は、シルト（低液性限界）であり、風化の進んだ赤まき土である。締固め度は 78.6% と堤体としては非常に緩い（ため池管理者の話によると、締固めは人力である）。旧堤体の締固め度も、新堤体と比べるとやや高いが、堤体土としては低い値である。一方、基礎はやや固結したシルトであり、良く締まっていた。

Fig.3-16 に示す点 I ~ IV においてスウェーデン式サウンディングによって N 値を求め、X-X' 断面における縦断面を推定した結果を Fig.3-19(a) に示す。N 値は、新堤体の部分が約 3、旧堤体の部分が約 5 と低く、基礎面に到達すると 30 以上となっている。旧堤体は、堤体右岸側では天端から 8m 以深の部分に存在しているが、底樋近傍で切り取られたような形状となっている。この理由は不明であるが、底樋敷設の際に掘削を行ったか、もしくはこの部分で過去に決壊があった等の可能性が考えられる。基礎面は、左岸側で高く右岸側で低くなっており、底樋周辺で大きな傾斜をもつことが分かる。また、Fig.3-19(b) に示す下流側から見た堤体の立面図に示すように、下流斜面の法先と地山との境界線も底樋出口付近で左岸



Photo 3-19 麻生ため池（下流から）
Asou dam (viewed from downstream)



Photo 3-20 麻生ため池の底樋
Outlet pipe of Asou dam



Photo 3-21 麻生ため池の決壊面と旧堤体
(上流側から右岸決壊面を望む)
Breached section and old embankment

Table 3-10 麻生ため池の堤体土、基礎、底樋周りの土質

Soil properties of an embankment material, a foundation material and a material around outlet pipe of Asou dam

試料番号		堤体	旧堤体	基礎	底樋周り
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.726	2.673	2.709	2.663
	自然含水比 W_n %	43.9	31.6	35.0	26.1
粒度	礫分 2 ~ 75mm %	0.0	0.0	0.0	5.0
	砂分 75 μ m ~ 2mm %	19.0	49.0	36.0	37.0
	シルト分 6 ~ 75 μ m %	59.0	39.0	33.0	30.0
	粘土分 5 μ m 未満 %	22.0	12.0	31.0	28.0
コンシ テンシー 特性	液性限界 W_L %	47.5	39.5	54.9	40
	塑性限界 W_P %	29.2	23.5	30.6	24.6
	塑性指数 I_P	18.3	16	24.3	15.4
分類	分類名	シルト (低液性限界)	粘土 (低液性限界)	シルト (高液性限界)	粘土 (高液性限界)
	分類記号	(ML)	(CL)	(MH)	(CH)
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.36	1.54	1.38	1.58
	最適含水比 W_{opt} %	30.7	24.0	27.2	—
	締固め度 D 値 %	78.6	85.8	98.2	—

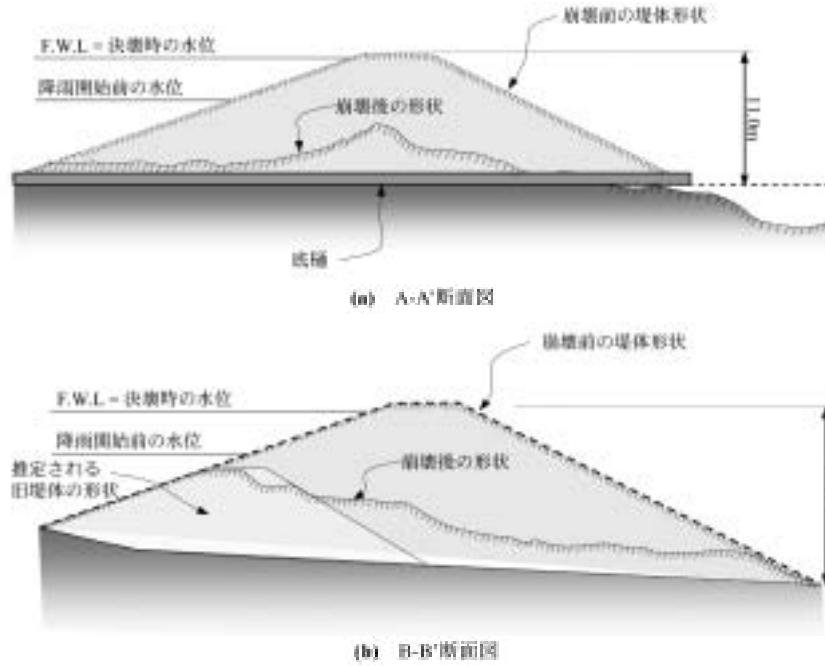


Fig.3-18 麻生ため池決壊部の横断面
Cross section of Asou dam

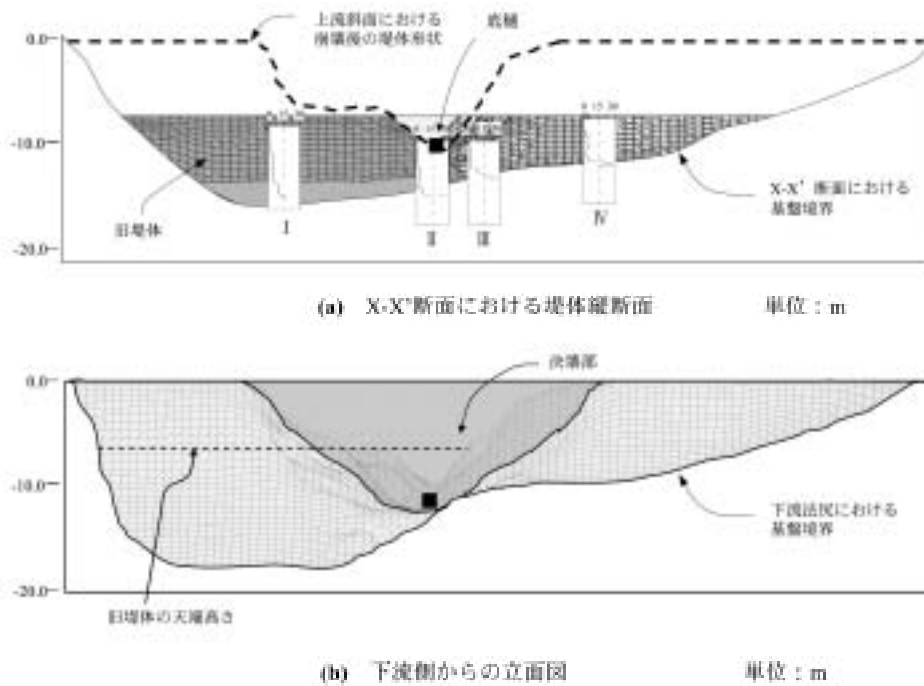


Fig.3-19 麻生ため池の縦断面図
Longitudinal section of Asou dam

側から右岸側へ大きく傾いていることが分かる。

以上のことから、麻生ため池において底樋周りから浸透破壊が発生した主要な要因として、①底樋が基盤形状の大きく傾斜している箇所に設置されている。②堤体の上流側では底樋が旧堤体、新堤体、基礎地盤と土質工学的性質が異なる3つの地盤の境界に設置されている、③堤体の盛土高さに比して、締固め度が非常に小さい、④貯

水位が急上昇した、等が考えられる。

仲野 (1994), Ngambi ら (1997) は、ダム放流管や盛土下の暗渠周辺の土圧を実測し、放流管にかかる水平土圧がアーチ作用によって著しく小さくなると述べている。更に仲野は、放流管と盛土との間に不等沈下や回転変形など何らかの原因により間隙が生じ、貯水池の水が水頭損失なしにその間隙に浸入してハイドロリックフラク

チャリングを生じさせる可能性がある、と指摘している。麻生ため池では、急勾配の傾斜が存在する基礎地盤の上に締固め度の極めて小さい堤体が築堤されており、底樋がこの急勾配点に設置されていた。したがって、底樋の周辺地盤に回転変形や不等沈下が発生しやすい状況にあったといえる。このような状態の底樋管に貯水位の急上昇による水圧が作用して、ハイドロリックフラクチャリングが発生したことが決壊の主な原因と推定される。

3.6.2 改修後に底樋周りで浸透破壊が発生した事例その1：内原野ため池の事例

内原野ため池は、高知県高知市に位置し、堤高 8.3m、堤頂長 340m、総貯水量 88,600m³の傾斜コア型ため池である。このため池では、1992年に底樋等の改修が行われたが、その5年後に、浸透破壊が発生して決壊した。決壊後の状況を **Photo 3-22** に示す。以下に、被災の経緯、地質構成、堤体および底樋の改修方法、決壊面の状況と被災後の調査結果について述べ、被災原因について考察を行う。

[被災の経緯]

内原野ため池は、1680年に築堤され、1986年に堤体の

全面改修が行われた後、1992年に豪雨によって被災し、再び改修された。1992年の改修時には、**Fig.3-20** に示すように、全堤頂の約半分に前刃金が設置されるとともに、断面 B-B' の部分が開削され新しい底樋が敷設されている。改修後、**Fig.3-20** に示す点 C において漏水量が増加したものの、約4年間、堤体に変状はなかった。1996年から、改修された底樋出口周辺で漏水が確認されるようになり、その量が徐々に増えていたという報告もある。1997年に降雨による雨水の流入と用水確保のための貯水により、貯水位が設計洪水位まで上昇した結果、底樋出口周辺から漏水が噴き出して決壊に至った。決壊の前日には底樋周辺の漏水が濁っていたという報告もある。

[地質構成]

1992年における改修の内容と堤体および基礎地盤の地質構成について述べる。**Fig.3-20** に示す点 B1～B6 におけるボーリング調査結果から推定された堤体および基礎地盤の地質縦断面を **Fig.3-21** に示す。基礎地盤は、N 値 30～40 以上の良く締まった粘土混じり砂礫である。この砂礫層の上に粘性土と薄い泥炭質土層が分布する地

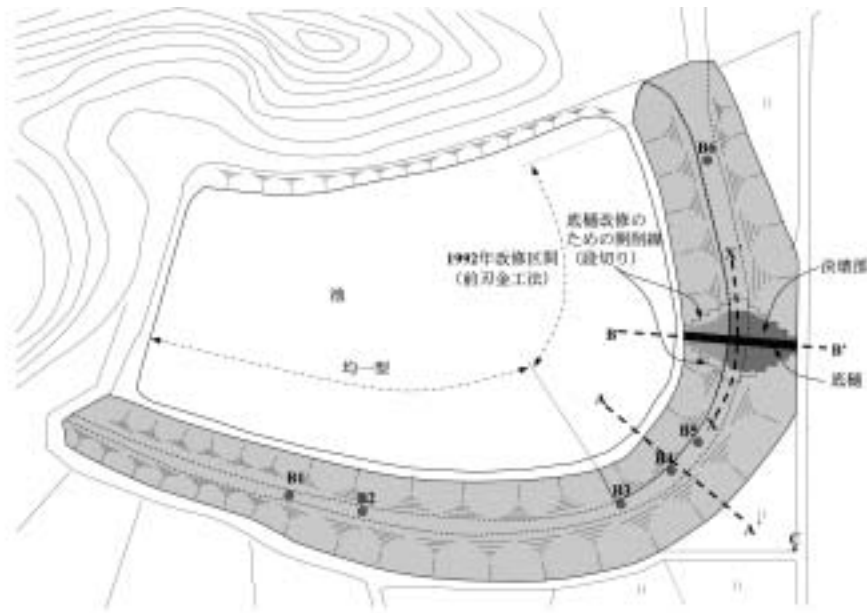


Fig.3-20 内原野ため池平面図
Plan of Uchiharano dam



Photo 3-22 内原野ため池の決壊状況 (下流より)
Condition of breach of Uchiharano dam (viewed from downstream)

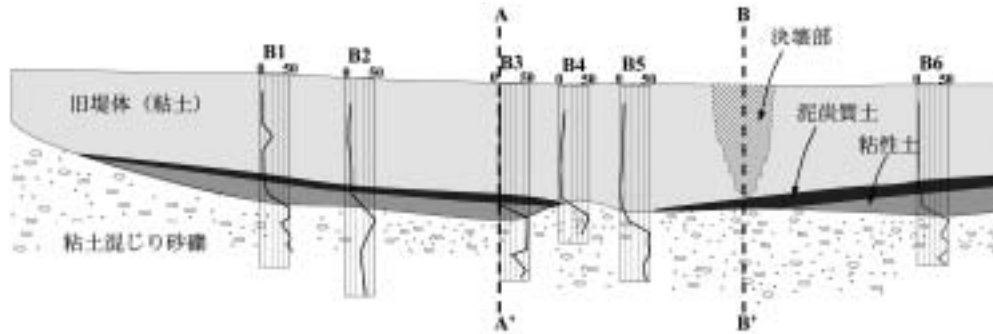


Fig.3-21 内原野ため池の縦断面地質
Geology of longitudinal section of Uchiharano dam

質構成となっている。旧堤体の土質は粘土 (CH) である。
[堤体および底樋の改修]

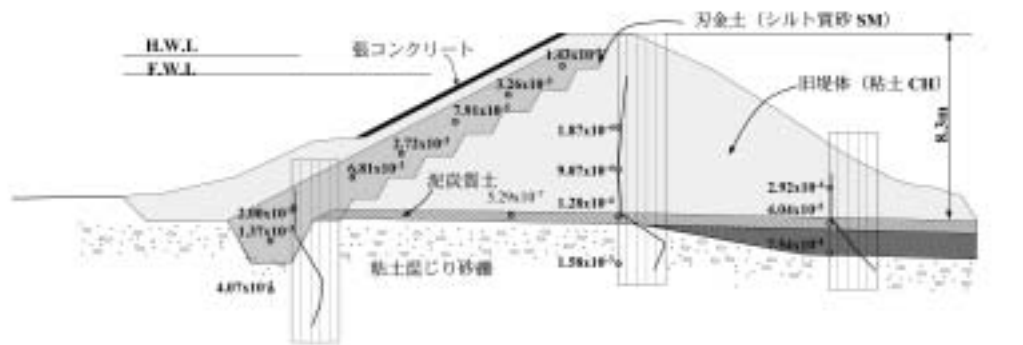
Fig.3-20, 3-21 に示す A-A' における横断面を Fig.3-22 (a) に示す。断面 A-A' は底樋設置部分以外の標準断面である。改修時には旧堤体の上流斜面の表面が段切りに掘削された後、刃金土が盛り立てられた。堤体土の諸特性を Table 3-11 に示す。刃金土の土質はシルト質砂 (SM) であり、改修の際には現場密度試験と現場透水試験を行って締固め度が95%以上、透水係数が $10^{-6} \sim 10^{-5}$ cm/sec となるように施工管理されていた。刃金土は、最適含水比 21.2% に対して、乾燥側の含水比 16.1% で締固めが実施されており、クラックが入りやすい状況であった。また、堤体上流斜面の小段より上の表面には、斜面保護用の張コンクリートが敷設された。この張コンクリートは不透水性である。小段より下には、張コンクリートは設

置されておらず、堤体土が直接貯水に接している状態であった。

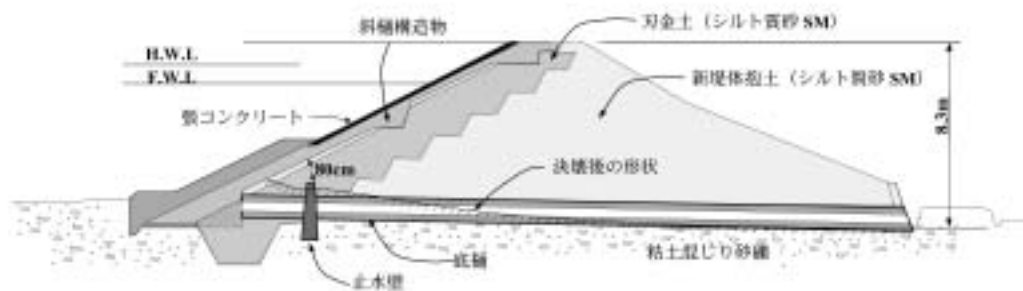
Fig.3-20 に示す B-B' および X-X' における断面をそれぞれ Fig.3-22 (b), 3-23 に示す。改修の際には、Fig.3-23 の X-X' 断面に示すように底樋を中心として旧堤体がV字状に段切りカットされ、新しい底樋が敷設された後に、刃金土と同じ材料で盛り立てされている。この際、基礎地盤と旧堤体との薄い泥炭層は除去され、底樋は砂礫層の上に直接設置されている。Fig.3-22 (b) に示すように、底樋の上流側に設置されたコンクリート製の止水壁が刃金土に食い込むように設置されており、この止水壁上端と上流斜面に設置された斜樋構造物との間の土被りはわずか約 80cm であった。

[決壊面の状況と被災後の調査]

決壊面の観察結果について以下に述べる。Fig.3-22



(a) A-A' 断面



(b) B-B' 断面

透水係数の単位: cm/sec

Fig.3-22 内原野ため池の横断面図
Cross section and permeability coefficients of Uchiharano dam

Table3-11 内原野ため池の堤体土の特性
Soil properties of Uchiharano dam embankment

試料採取場所		刃金土部	旧堤体部
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.674	2.645
	自然含水比 W_n %	161.61	35.98
粒度	礫分 2~75mm %	26.66	20.45
	砂分 75 μ m~2mm %	47.22	28.43
	シルト分 5~75 μ m %	15.40	24.02
	粘土分 5 μ m未満 %	10.72	27.10
コンシステンシー特性	液性限界 W_L %	27.64	55.84
	塑性限界 W_p %	19.63	30.42
	塑性指数 I_p	8.01	25.42
	流動係数 I_f	13.0	13.0
分類	分類名	シルト質砂	粘土
	分類記号	(SM)	(CH)
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.77	1.45
	最適含水比 W_{opt} %	21.2	26.0
	締固め度 D値 %	90.6	83.4
	改修時の締固め含水比 %	16.1	—

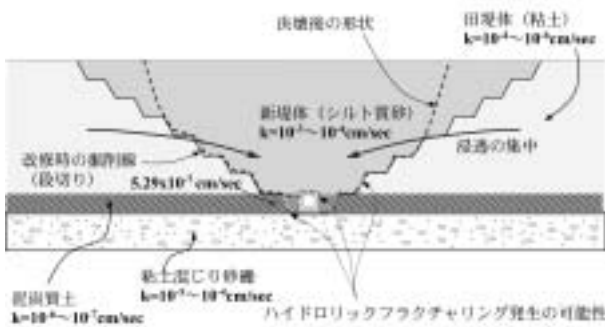


Fig.3-23 底樋設置部の縦断面図 (X-X' 断面)
Longitudinal section around the outlet pipe

(b), 3-23 に示すように、V字カットの後に盛り立てられた新堤体のほとんどの部分が決壊によって流失していることが分かる。堤高の約半分より下の部分では新堤体だけが流失しており、段切りの形状で旧堤体が露出していた。底樋周辺の基礎地盤はほとんど洗掘されておらず、決壊は堤体部分で発生していた。また、斜樋構造物は根元から折れて倒壊していた。

決壊後に、断面A-A'でボーリング孔を利用した透水試験（地盤工学会基準：JGS 1314-1995）を行った結果をFig.3-22(a)に、断面B-B'で締固めた地盤の透水試験（JGS 1316-1995）による現場透水試験を行った結果をFig.3-23に示す。透水係数は旧堤体部で $10^{-6} \sim 10^{-4}$ cm/sec、基礎の粘土混じり砂礫層で $10^{-4} \sim 10^{-3}$ cm/sec、泥炭質土層で $10^{-7} \sim 10^{-6}$ cm/secであった。したがって、透水性だけを考慮すると堤体はほぼ均一型に近く、基礎地盤の浸透が卓越していたことが推定できる。また、刃金土の透水係数は、斜面保護用張コンクリートが設置されている小段より上で、約 10^{-5} cm/sec オーダーであり、小段より下で 10^{-3} cm/sec オーダーとなっていた。したがって、刃金土は張コンクリートが設置されている小段より上では施工時の透水係数に近いが、小段より下では遮水性の低下が

発生していることが分かる。

[被災原因の考察]

以上のことから、内原野ため池の決壊の要因は以下の①~④のように複数挙げられる。

① 不透水性の斜面保護用張コンクリートが斜面上部だけに設置されていたことによる堤体下部への浸透の集中とそれに伴う刃金土の劣化

内原野ため池では、毎年用水が不足しがちで灌漑期には小段より下まで貯水位が低下していたとの報告があり、貯水位変動の大きなため池であった。上流斜面の小段より上には不透水性の張コンクリートが敷設されていたことから、貯水位変動時に発生する貯水と堤体との間の浸透は全て上流斜面下部の小段より下を通過していたと推定される。また、刃金土は最適含水比よりも乾燥側で締固められていたため、初生的なクラックが生じやすい状態であった。したがって、貯水位の大きな変動によって、貯水側から堤体内、堤体内から貯水側への浸透が上流斜面の下部だけに集中したために、刃金土に発生していた初生的なクラックから土粒子が流亡し、Fig.3-22(a)のA-A'断面で測定されたような遮水性の低下が発生したものと考えられる。

② 砂礫層に直接設置された底樋

Fig.3-22(b), 3-23 に示したように、底樋下部にある泥炭層が除去されていたため、底樋は直接、透水性の高い砂礫基礎上に設置されていた。したがって、周りの部分と比べて底樋下部では透水性が高く、浸透水がこの部分に集中した可能性がある。このためにA-A'断面で測定されたような刃金土下部の遮水性の低下がB-B'断面ではより大きく進行した可能性がある。

③ 底樋と斜樋の構造

Fig.3-22(b) に示したように、底樋の上流側に設置された止水壁は、刃金土に食い込むように設置されており、上流斜面に設置された斜樋構造物との間の土被りはわずか約80cmであった。築堤中または築堤後に止水壁付近の堤体土に何らかの変形が生じれば、止水壁と斜樋構造物の間に容易にクラックが生じ、貯水時の水圧によってハイドロリックフラクチャリングが発生した可能性がある。

④ 掘削面の影響

内原野ため池では、Fig.3-23 に示したように、底樋設置のためのV字上の掘削において段切り施工がなされている。決壊面下部には、段切りの跡が明瞭に露出しており、この不連続面を通る卓越した浸透が発生していた可能性がある。段切りによる垂直面では、締固めの際に水平土圧が発生しにくく、また上下流方向にその不連続面が連続しているため、ハイドロリックフラクチャリングが発生して水みちが形成された可能性がある。

以上述べたように、内原野ため池の浸透破壊の要因は複数存在しており、これらの要因の一つないし複数が原因となって決壊に至ったものと考えられる。決壊によっ

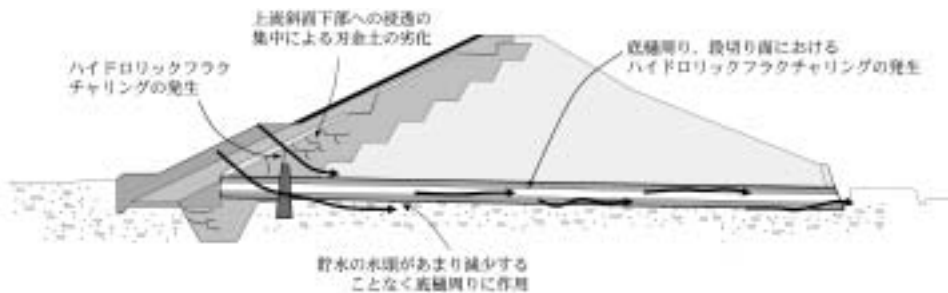


Fig.3-24 内原野ため池の浸透破壊の説明図

Illustration of mechanism of seepage failure at Uchiharano dam

て改修された部分のほとんどが流失してしまっているため、明確なことはいえないが、決壊原因をまとめると以下ようになる。Fig.3-24 に示すように、堤体下部の刃金土の劣化と止水壁周辺におけるクラックの発生等によって刃金土にハイドロリックフラクチャリングが発生した。この結果、貯水による水頭があまり減少することなく透水性の高い底樋周辺へと作用し、底樋と堤体土の境界面や段切りの垂直面など水平土圧の作用しにくい面でハイドロリックフラクチャリングがさらに進行して漏水が拡大し、最終的に底樋出口周辺でパイピングが発生して決壊に至ったと考えられる。

3.6.3 改修後に底樋周りで浸透破壊が発生した事例その2：宝谷ため池の事例

宝谷ため池は、愛媛県松山市に位置し、堤高 8.7m、堤長 112.0m、貯水量 22,000m³の均一型ため池である。築堤は 1860 年頃であり、1983 年に底樋の改修が行われている。1997 年 9 月 15～17 日の台風による降雨を受けて貯水位が満水位になった結果、同月 20 日に底樋周辺から漏水が発生し、決壊に至った。決壊後の状況を Photo 3-23 に示す。

1983 年の改修の際には、底樋を設置するために堤体が V 字状にカットされた後、底樋が新設され、盛り立てが行われている。宝谷ため池の平面図を Fig.3-25 に、決壊部の横断面を Fig.3-26 に示す。Fig.3-25 に示すように上流側では底樋の右岸側の幅約 3m、下流側では底樋を中心とした幅約 2m が空洞化し、Fig.3-26 に示すように天端が残存したパイピングホールが形成されていた。パイピ



Photo 3-23 宝谷ため池決壊状況 (上流から決壊部を望む) Takaratani dam (viewed from upstream)

ングホール近傍でサンプリングを行い、土質試験を行った結果、堤体土質は細粒分質砂 (SF) であり、締固め度は 100.9%であった。砂質土の堤体で空洞化したパイピングホールが残存することは珍しく、堤体土が非常に良く締め固められていたことを表しているものと考えられる。

上流の底樋右岸側から下流の底樋下部にかけて、基礎地盤が大きく洗掘されていた。底樋は下流側出口付近で約 50cm 沈下し、底樋の入口付近と天端直下の 2カ所で破断していた。基礎地盤は砂質礫であり、洗掘された部分では大きいもので粒径 50cm 以上の河床砂礫と見られる礫が発見された。また、決壊部の下流側にも、同様な河床砂礫が大量に流出していた。このことから、基礎地盤の透水性は極めて高く、被災時には基礎地盤でもパイピングが大きく進行していたものと考えられる。

宝谷ため池では、内原野ため池の場合と異なり、決壊前日に漏水の増加等の兆候は発生していない。常時においても堤体からの漏水はなかったと報告されている。このことから、常時の浸潤線は低く、堤体内の浸透よりも基礎浸透が卓越していたものと推定される。

決壊部の詳細なデータが不足しているため、明確なことはいえないが、台風による豪雨で貯水位が上昇した結

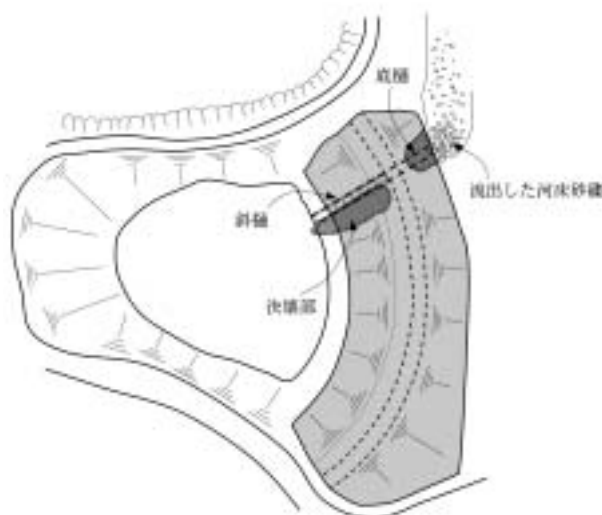


Fig.3-25 宝谷ため池平面図 Plan of Takaratani dam

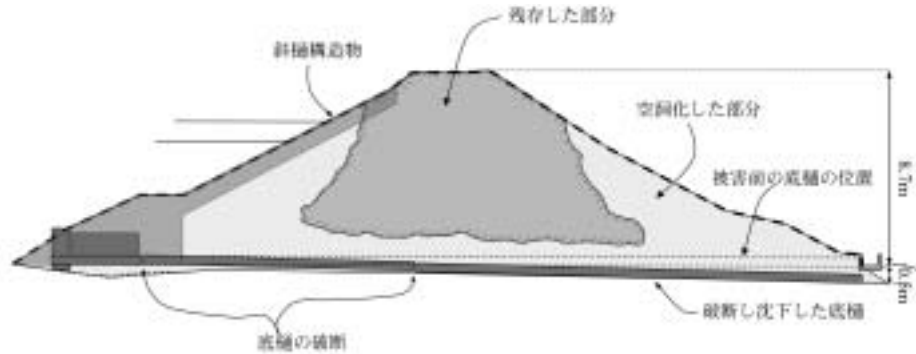


Fig.3-26 宝谷ため池の決壊部の横断面
Cross section of Takaratani dam

果，上流斜面の底樋右岸側側壁にハイドロリックフラクチャリング等による水みちが発生し，透水性の高い基礎地盤を通過して下流側に大きな水圧が作用することによって，ボイリングやパイピングが発生して，破壊が一気に上流側へと進行したものと考えられる。

3.6.4 改修後に洪水吐周りで浸透破壊が発生した事例： 洗沢ため池の事例

洗沢ため池は，茨城県水戸市に位置し，堤高 5.0m，堤頂長 120.0m，貯水量 22,000m³の傾斜コア型ため池である。均一型の堤体が老朽化し漏水が発生したため，1977年に前刃金が設置されるとともに洪水吐および洪水吐水路が新設された。また，上流斜面に斜面保護用の張ブロックが施工されている。洪水吐および洪水吐水路の平面図を Fig.3-27 に示す。1995年の梅雨前線豪雨によって貯水位が上昇した結果，新設された洪水吐水路側壁の排水孔（Fig.3-27における点 I）から 1.2m³/day の漏水が噴出した。漏水の状況を Photo 3-24 に示す。漏水は，貯水位が満水位から 1.0m 下がった時点で完全に停止した。

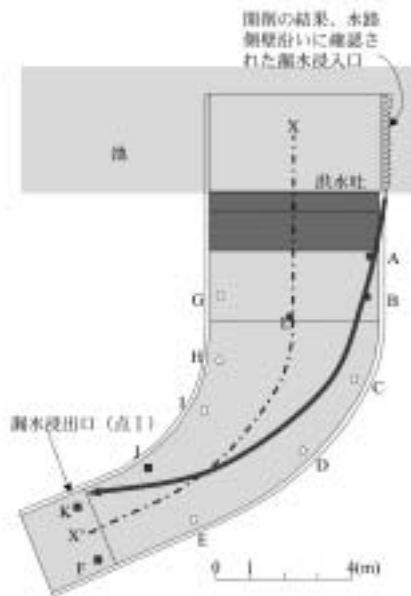


Fig.3-27 洗沢ため池洪水吐および洪水吐水路の平面図
Plan of spillway of Araisawa dam

洪水吐水路上から地中レーダ調査を行った結果，Fig.3-27 に示すように，漏水経路は洪水吐クレスト部の左岸側側壁から洪水吐水路底を通過して，水路側壁の排水孔（漏水浸出口 点 I）に達していることが明らかとなった（地中レーダ調査の手法および結果は，第 VI 章で詳細に述べる）。推定された漏水の浸入口付近の張ブロックを除去したところ，Photo 3-25，Fig.3-28 に示すようなパイピングホールが確認された。パイピングホールは，直径約 10cm の明瞭な空洞であり，洪水吐クレストから約 20cm 下がりの高さで洪水吐の側壁に接して発生していた。パイピングホールの入口の発見後，矢板と刃金土でこの部分の止水を行った結果，その後の運用において，漏水は



Photo 3-24 洪水吐水路排水孔（点 I）からの漏水
（写真は貯水位が洪水吐クレストより約 20cm 下の状態のときに撮影）
Leakage from a drain pipe on the spillway (Point I)



Photo 3-25 開削の結果発見されたパイピングホール
Piping hall found after an excavation

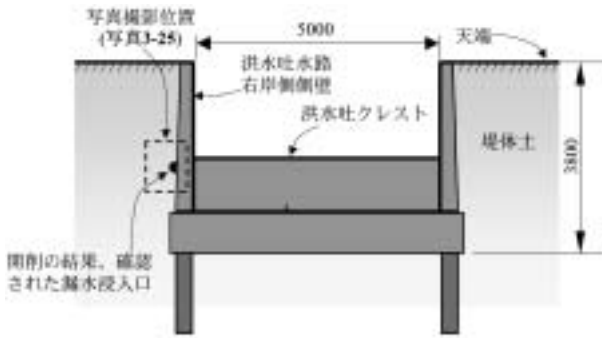


Fig.3-28 洪水吐の横断面図と開削の結果発見された漏水浸入口
Cross section of spillway and a piping hall found after an excavation

完全に停止している。

洪水吐の左岸側および刃金土でサンプリングを行い、土質試験を行った結果を Fig.3-29 および Table 3-12 に示す。刃金土および洪水吐の埋戻し土は、ほぼ同一の材料であり、両者とも火山灰質粘性土である。火山灰質粘性土は締固めが十分に行われていない状態では、圧縮性が大きく流動化しやすい。

堤体上流斜面を調査した結果、上流斜面に敷設された張ブロックが所々陥没しており、特に、洪水吐左岸側の埋戻し部分では、大きく沈下していた。この沈下は、改修後に新しく盛り立てた刃金土や埋戻し土部分で圧密や浸水による沈下、変形が発生したためであると考えられ

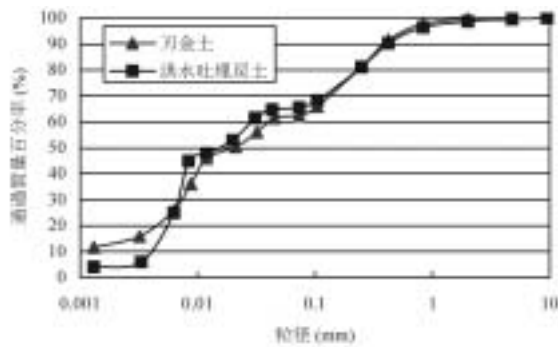


Fig.3-29 洗沢ため池刃金土および洪水吐埋戻し土の粒度分布
Grain size distribution curves of an impervious material and a material around spillway of Araisawa dam

る。洪水吐左岸側で測量を行い、改修時の斜面形状と比較して求めた沈下量を Fig.3-30, Fig.3-31 に示す。Fig.3-30 に示すように、洪水吐左岸の上流斜面の満水位付近では、改修直後より約30cm沈下しており、不等沈下による段差が発生していた。また、Fig.3-31 から洪水吐構造物と埋戻し部分との間のフリクションのために、縦断方向にも不等沈下が生じていることが分かる。3.6.1 節の麻生ため池の事例で述べたように、仲野ら (1994) は、底樋にかかる水平土圧がアーチ作用によって著しく小さくなり、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性があるとして述べている。洗沢ため池の場合にも、埋戻し土が沈下して洪水吐側壁との間でアーチ作用が発生し、洪水吐側壁に作用する水平土圧が減少していた可能性が高い。以上のことから、洪水吐左岸側の埋戻し部分では、このような不等沈下によって、局所的に土圧の低い部分や段差によるクラックが発生し、ハイドロリックフラクチャリングが発生したものと推定される。

また、パイピングホールが「満水位上流斜面」に位置していることから、上述した江良ため池や星ヶ谷ため池の事例のように、パイピングホールが発見された部分では、乾燥や貯水側への土粒子の流亡、植物根などの環境による刃金土の劣化が生じていた可能性も高い。Fig.3-

Table 3-12 洗沢ため池刃金土および洪水吐埋戻し土の土質特性
Soil properties of an impervious material and a material around spillway of Araisawa dam

試料採取場所		刃金土	洪水吐埋戻し土
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.705	2.735
	自然含水比 W_n %	52.10	62.00
粒度	礫分 2 ~ 75mm %	0.30	1.20
	砂分 75 μ m ~ 2mm %	37.40	33.30
	シルト分 5 ~ 75 μ m %	41.30	45.50
	粘土分 5 μ m 未満 %	21.00	20.00
コンシテンシー特性	液性限界 W_L %	71.20	58.50
	塑性限界 W_p %	35.10	32.80
	塑性指数 I_p	36.10	25.70
分類	分類名	火山灰質粘性土	火山灰質粘性土
	分類記号	VH	VH

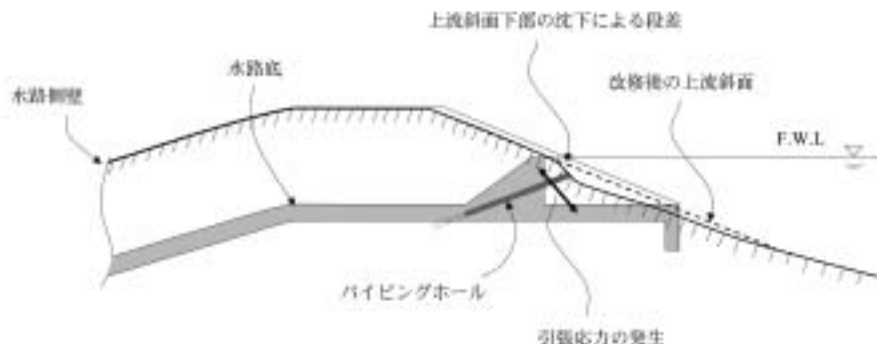


Fig.3-30 洪水吐水路部分の縦断面と上流斜面の沈下
Longitudinal section of spillway and settlement of the upstream slope

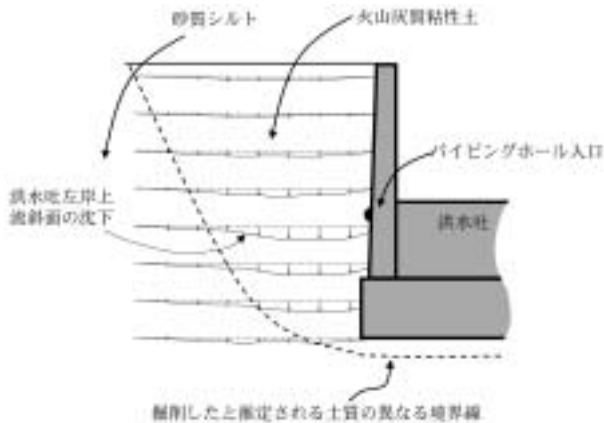


Fig.3-31 洪水吐左岸側埋戻し土の沈下
Settlement of banked soil on the left side of the spillway

29 に示した粒度分布は、アメリカ開拓局の基準によると、乾燥時の収縮が大きくクラックが入りやすい粒度分布に分類される。また、パイピングホール付近には、植物根も観察されている。このような初生的な亀裂や穴も、ハイドロリックフラクチャリングが発生した一つの要因と考えられる。

次に、パイピングホール内部の状態について調べた結果について述べる。漏水浸入孔が位置する洪水吐左岸に土嚢で小さな堰を設け、塩水トレーサを投入して点 I において電気伝導度の変化を測定した。この結果、Fig.3-32 に示すように、塩水の投入からわずか 27 分で点 I における漏水の電気伝導度が上昇した。浸透距離は約 15m であるから、漏水の速度は 0.93cm/sec となる。トレーサ調査時の貯水位が満水位より 20cm 下がりであったため、漏水が最も大きかった満水位における漏水の速度は更に速かったものと推定される。この流速は粘性土を浸透する速度ではなく、粗い砂礫層を通過する速度である。

Fig.3-27 に示す点 A～L においてコンクリートカッターで水路底に孔をあけ、裏込めの土を採取した結果、点 A, B, J～L において細粒分が流失した砂礫が確認された。また、漏水浸入孔である点 I では浸食されて流出したと

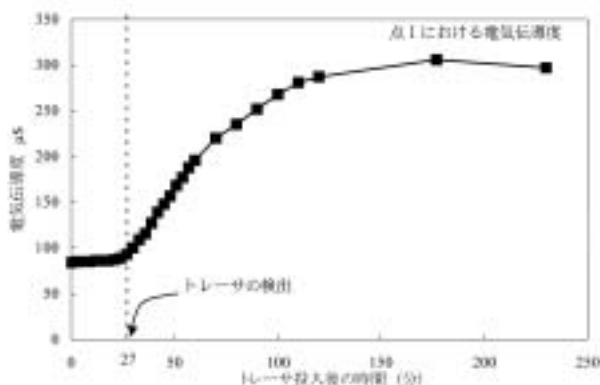


Fig.3-32 塩水トレーサによる漏水の流速測定結果
Result of measurement of leakage velocity using salt tracer

見られる細粒土が堆積しており、水路側壁に設置された排水孔の裏込めに十分なフィルターが存在していなかった可能性が高い。したがって、ハイドロリックフラクチャリングによって水みちが発生した後、排水孔を通じ細粒分が浸食されて流亡し、パイピングホールが拡大した可能性が高い。

以上をまとめると、洗沢ため池におけるパイピングホール発生の原因を以下のように推定できる。洪水吐の改修後、埋戻し土に不等沈下が発生し、洪水吐側壁に作用する水平土圧の減少や変形によるクラックが発生した。このような土圧減少や「環境による刃金土の劣化」によって発生した初生的な亀裂や穴に、豪雨による貯水位上昇時の水圧が作用してハイドロリックフラクチャリングが発生した。ハイドロリックフラクチャリングによって発生した水みちは、フィルター機能の不十分な洪水吐水路の排水孔から土粒子が浸食・流亡することによって拡大し、上下流に連続したパイピングホールが形成されたものと考えられる。

3.6.5 付帯構造物周りの浸透破壊事例に関するまとめ

以下に、付帯構造物周りに浸透破壊が発生した事例から明らかになった特徴をまとめる。

- ① 麻生ため池の事例で見られるように、底樋が軟弱な地盤や土質工学的性質の異なる地盤の境界部に設置されている場合、底樋周辺地盤に不等沈下や回転変形が作用することによって、底樋に作用する水平土圧が減少し、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。
- ② 改修時に旧堤体をV字状に掘削して底樋を新設するケースが多いが、内原野ため池や宝谷ため池の事例のように、改修面に存在する弱点が原因となって浸透破壊が発生するケースがある。
- ③ 内原野ため池や宝谷ため池の事例で見られるように、刃金土の劣化、砂礫層に直接設置された底樋、底樋と止水壁の構造、掘削面の影響などの複数の要因によって底樋周りにハイドロリックフラクチャリングが発生し、被災が発生するケースがある。底樋が基礎地盤に接して設置されるため、基礎地盤は支持力だけでなく、高い遮水性が必要であることが分かる。
- ④ 洗沢ため池のように、付帯構造物周りの埋戻し土が不等沈下を発生することによって、構造物と地盤の境界面における土圧が低下し、ハイドロリックフラクチャリングが発生するケースがある。
- ⑤ 内原野ため池、宝谷ため池および洗沢ため池では、改修後それぞれ4年、14年、18年経過した後に被災している。改修後、年月が経過して刃金土や付帯構造物周りの埋戻し土の遮水性が低下し、降雨等による貯水位上昇をきっかけとして浸透破壊が発生するケースがある。

3.7 ハイドロリックフラクチャリングに関する実験的検討

3.7.1 実験の目的

3.5節および3.6節で述べた浸透破壊事例において、「環境による劣化現象」によって発生した初生的な亀裂や穴に、貯水位上昇による水圧が作用してハイドロリックフラクチャリングが発生したと推定される破壊形態が多く見られることが明らかとなった。特に、江良ため池や星ヶ谷ため池などでは、乾燥収縮や植物根による堤体土の損傷だけでは説明できない堤体の比較的深部まで亀裂が卓越しており、これらの亀裂はハイドロリックフラクチャリングによって発生した可能性が高い。

豪雨時におけるため池の浸透破壊の対策を実施するためには、堤体のどの部位をどのような方法で補強するかを検討する必要がある。そのためには、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂が堤体内をどのような経路で進展するか、また豪雨時に一気に堤体内を進展するのか、あるいは徐々に進展するのか、といった亀裂の進展特性に関する基本的なメカニズムを明らかにする必要がある。

本節では、このようなハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展特性を明らかにするために室内実験を行った結果について述べる。はじめに、供試体内部の一点から水圧を上昇させて、ハイドロリックフラクチャリングを再現し、軟X線カメラによって亀裂の発生から進展にいたる連続的な破壊形態を観察した。次に、初期亀裂を有する供試体を用いて実験を行い、初期亀裂が亀裂の進展に与える影響について検討を行った。また、亀裂の進展速度について検討を行った。

3.7.2 既往の文献レビュー

Teton ダムの決壊事故以来、ハイドロリックフラクチャリングに関する研究が精力的に行われ、数多くの実験結果の報告がされている。これらの研究では、円柱又は直方体の供試体内部に設置したボアホールや初期亀裂に水圧を負荷して、ハイドロリックフラクチャリングを再現する実験が多い。これらの研究結果から、地盤内に発生している最小主応力とハイドロリックフラクチャリング発生圧（以下、破碎圧とよぶ）の間に次のような線形関係があることが明らかとなっている。(Jaworski ら, 1981)

$$P_f = m \cdot \sigma_3 + n \quad (1)$$

ここで、 P_f ：破碎圧、 σ_3 ：最小主応力、 m 、 n は係数、である。(1)式はほぼ全ての研究において得られている関係式であるが、式の持つ物理的解釈については、せん断破壊とする説と引張破壊とする説に意見が分かれている。Komak ら (1989)、Yanagisawa ら (1994) は非排水せん断におけるモールクーロンの破壊基準から m 、 n を求め、実験結果と比較して良好な結果を得ている。また Mori ら²²⁾ (1987) も n の値に一軸圧縮強さ qu を適用する説を提案している。一方、Jaworski ら (1981)、Hassani

(1985) は n に引張強度を適用している。また Murdoch (1993)、Ngambi ら (1998) は亀裂を有した供試体を用いて実験を行い、破壊力学的な解釈から、ハイドロリックフラクチャリング現象が引張破壊であるとしている。

以上のように、ハイドロリックフラクチャリングの発生水圧についてはかなり明らかになっているものの、ハイドロリックフラクチャリングのメカニズムには多様な説があり、未だ結論を見ていない。亀裂の進展に関しては、Murdoch (1993) がハイドロリックフラクチャリングによって発生する亀裂の先端部の形状について報告している。しかし、連続的な亀裂進展について取り扱った研究事例はほとんどなく、亀裂の進展メカニズムについては明らかになっていない。

3.7.3 点注入によるハイドロリックフラクチャリング試験の実験方法

(1) 概要

ここでは、カオリン粘土の供試体を用い、供試体内の一点から水圧を負荷して、ハイドロリックフラクチャリングを発生させ、亀裂の進展状況を軟X線で観察した結果について述べる。亀裂進展の観察結果から、亀裂の進展特性や進展方向について、分析を行った。以下に実験の詳細について述べる。

(2) 供試体の作成方法

試験に用いた供試体はカオリン粘土の直方体供試体である。供試体の作成方法は以下の通りである (Fig.3-33 参照)。はじめにスラリー状のカオリン粘土を 196kPa の一次元圧密で予備圧密した後、 $10 \times 7 \times 12\text{cm}$ に整形する。供試体の下端 ($10 \times 12\text{cm}$ の面) からドリルで直径 3mm、深さ 3cm の穴を開け、内径 1mm のステンレスパイプ (以下、注水ピンと呼ぶ) を挿入する。また、注水ピン先端の一点から供試体に水圧が作用するように、パイプとカオリン粘土の隙間を接着剤でシールした。

(3) 試験器の概要

Fig.3-34 に実験に用いた試験機の概要を示す。この試験機は供試体に負荷する応力を軸荷重、エアバッグ、セル圧によって独立して載荷できるようになっており、

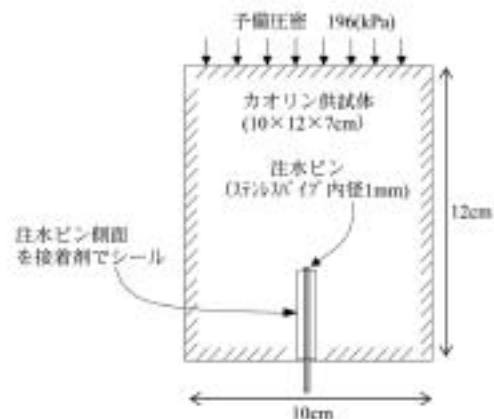


Fig.3-33 供試体作成方法
Specimen of the hydraulic fracturing test

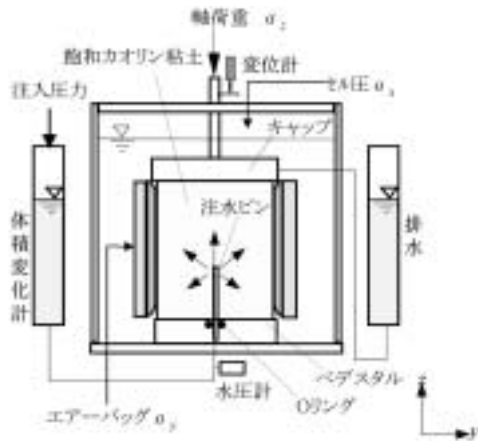


Fig.3-34 点注入によるハイドロリックフラクチャリング試験
Hydraulic fracturing test apparatus

三主応力が制御できるようになっている。ペダスタルには注水ピンを差し込める穴が空いており、ピンを差し込んだ後、Oリングで止水を行う。また供試体からの排水は、供試体側面のろ紙を通して供試体上面のポーラスストーンから行うようになっている。

供試体をセット後、二重負圧法（龍岡ら，1986）で注水ピン及び供試体周りを飽和する。所定の応力で圧密した後、注水ピンの水圧を水圧上昇速度一定で上昇させて、ハイドロリックフラクチャリングを発生させた。試験中の軟X線透視観察および試験後の断面観察によって、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展状況を観察した。また、試験中の注入水圧，注入量，供試体の変位を測定した。注入水圧は注水ピン直下に設置した水圧計により測定している。供試体の鉛直変位は軸ロッドに取り付けたひずみゲージ式変位計，水平変位はレーザー変位計により測定した。

(4) 亀裂進展の観察方法

亀裂の進展状況を観察するため、軟X線による透視観察を行った。Fig.3-35に軟X線装置の全体図、Fig.3-36に透視方向の概要図に示す。後述する3.7.2および3.7.3節の記述ではFig.3-36に示すように、軸荷重の方向（鉛直）をz方向，エアールバッグの荷重の方向をy方向，セル圧による荷重方向をx方向とする。また、 σ_1 は最大主応力， σ_2 は中間主応力， σ_3 は最小主応力を示すものとする。

軟X線はx方向に水平に発射し、供試体を透過して、zy面内の状況を軟X線カメラで連続撮影が行えるようになっている。X線管回路電圧は最大100kVp，回路電流は最大5mAである。この装置では、飽和カオリン粘土の

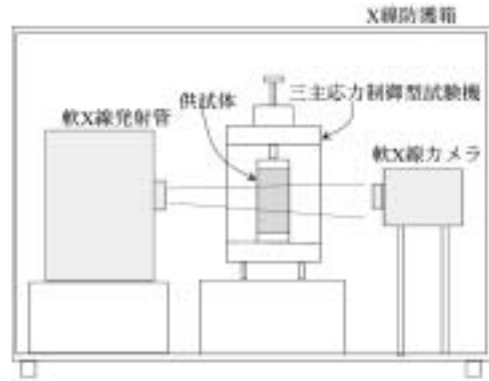


Fig.3-35 軟X線透視観察装置全体図
Soft x-ray system for observation of crack propagations

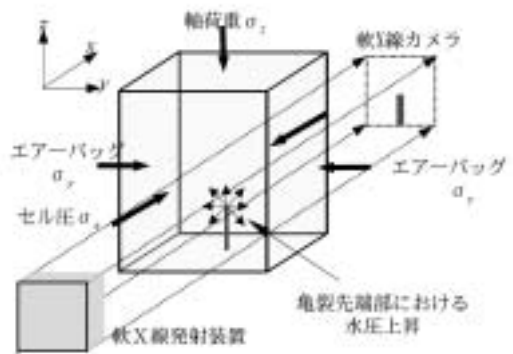


Fig.3-36 軟X線による亀裂進展の観察方法
Observation of crack propagations using soft x-ray

場合、7cm程度のX線透過が可能である。また軟X線は水に吸収されるため、軟X線による観察を行うケースでは、セル内に水を入れず、空圧によりセル圧を負荷した。

注入液はヨウ化バリウムの50%水溶液をメチレンブルーで着色したものをを用いた。軟X線はヨウ化バリウムのように比重が大きい物質を透過すると吸収される。したがって、亀裂が発生し、注入液が亀裂に浸入すると、軟X線カメラによって黒い影として捉えることができる。

また試験終了後、供試体をスライス状にカットし、亀裂進展状況のスケッチを行った。注入液は着色されているため、亀裂の形状を明瞭に観察することができる。

(5) 実験条件

Table 3-13に実験条件を示す。水圧上昇速度及び圧密応力を変化させたケースで実験を行い、亀裂進展状況の違いについて観察した。ケースSX-1～SX-4において軟X線観察を行い、また全ケースで試験終了後の断面観察を行った。

Table 3-13 実験条件
Test cases

実験ケース	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6	S-7	S-8	S-9	S-10	S-11	SX-1	SX-2	SX-3	SX-4
σ_x (kPa)	245	98	343	343	206	56	18	18	18	10	10	98	98	98	98
σ_y (kPa)	441	176	441	441	265	72	14	14	14	14	14	125	125	125	125
σ_z (kPa)	343	137	245	245	147	40	10	10	10	10	10	70	70	70	70
水圧上昇速度 (kPa/min)	1.7	1.7	5.3	110	5.3	110	10	0.16	0.01	10	0.01	53	4.6	24	53

全ケースで供試体に負荷する応力比を $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = 1.8 : 1.4 : 1.0$ とし、S-1 ~ S-11 では圧密応力と水圧上昇速度を変化させて実験を行った。また、ケース S-1, S-2 では最小主応力の載荷方向を変えて、供試体作成時の堆積面方向が亀裂進展方向に与える影響について調べた。

3.7.4 点注入によるハイドロリックフラクチャリング試験の実験結果

(1) 軟 X 線による亀裂進展の観察結果

はじめに、水圧上昇速度が速い場合の亀裂進展観察結果について述べる。ケース SX-1 は水圧上昇速度を 53kPa/min として急速に水圧を上昇させたケースである。軟 X 線による亀裂進展の連続写真を Figs.3-37(a) ~ (f) に示す。軟 X 線写真の可視化範囲は幅 6cm, 高さ 5cm であり、写真中央には供試体内に設置した注水ピンが透視されていることが分かる。図下には、注入圧の上昇を開始した時刻を 0 秒とした試験開始後の経過時間を示した。破壊の進展状況は以下の通りである。

[STAGE I] : 試験開始後 172 秒経過した時点で注水ピンを中心に最初の亀裂が発生する (Fig.3-37(a))。亀裂の進展長は注水ピンの片側で約 1.4 および 1.5 (cm) である。

[STAGE I'] : 172 ~ 178 秒の間、亀裂の長さは変化せず、亀裂の色が濃くなっている (Fig.3-37(b))。

[STAGE II] : 試験開始後 178 秒の時点で更に亀裂が進展する (Fig.3-37(c))。亀裂の進展長は注水ピンの片側で約 1.2 (cm) である。

[STAGE II'] : 178 ~ 183 秒の間、STAGE I' と同様に亀裂の長さは変化せず、亀裂の色が濃くなっていることが分かる (Fig.3-37(d))。

[STAGE III] : 試験開始後 183 秒の時点で亀裂が更に進展し、供試体側面に到達して、造影剤が側面を通り供試体上面のキャップに流れていることが分かる (Fig.3-37(e))。試験開始後 190 秒の時点で、造影剤の注入を停止した (Fig.3-37(f))。

以上のように、ケース SX-1 では STAGE I → II → III の 3 段階での亀裂の進展が観察された。各段階の亀裂の進展速度は速く、軟 X 線観察からはほぼ瞬間的に進展するように観察できる。一方、STAGE I', STAGE II' では、5 ~ 6 秒間、亀裂の進展が停止する。上述したように、Fig.3-37(a) と (b), Fig.3-37(c) と (d) を比較すると、亀裂の長さは変化せず、時間の経過につれて亀裂の色が濃くなっていることが分かる。これは亀裂の進展が停止している間、造影剤が亀裂内に注入され、亀裂幅を拡大し、また亀裂面から供試体の亀裂周辺部に浸透していることを示している。

次に水圧上昇速度が遅い場合の観察結果について述べる。SX-3 は水圧上昇速度が 14kPa/min であり、SX-1 と比較して遅いケースである。Figs.3-38(a) ~ (f) に軟 X 線による亀裂進展観察結果を示す。

[浸透領域の拡大] : SX-3 では水圧上昇速度が小さいため、試験開始から注水ピン先端を中心に造影剤が浸透し、620 秒後に Fig.3-38(a) の状態に達する。造影剤は浸

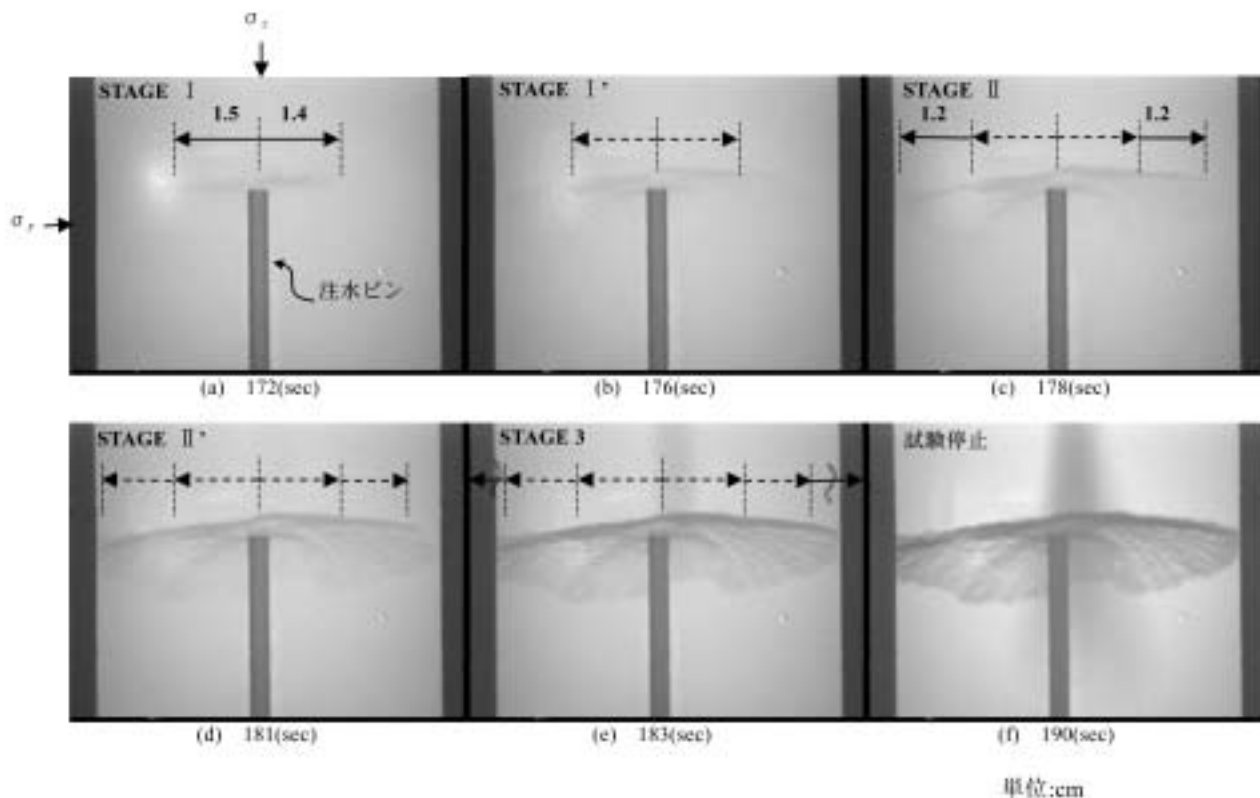


Fig.3-37 軟 X 線撮影による亀裂の進展状況 (ケース SX-1)
Soft X-ray photos on propagation of fracture (case SX-1)

単位:cm

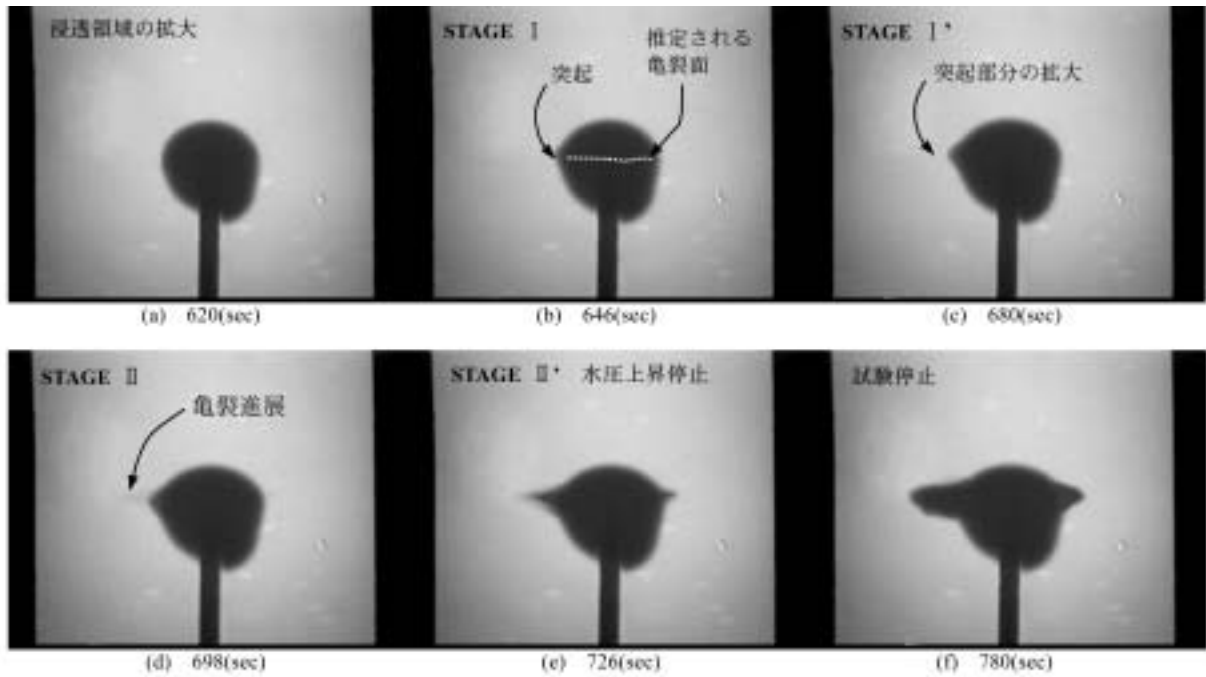


Fig.3-38 軟X線撮影による亀裂の進展状況（ケースSX-3）
Soft X-ray photos on propagation of fracture (case SX-3)

透だけでなく、若干の拡散によっても広がっていると考えられるが、ここでは造影剤が分布した領域を単に浸透領域と呼ぶこととする。

[STAGE I, I']：試験開始後 646 秒の時点で浸透領域に突起状の部分が現れ (Fig.3-38 (b)), 徐々に拡大していく (Fig.3-38 (c))。この突起は浸透領域内で既にハイドロリックフラクチャリングが発生していることを示しており、発生した亀裂から浸透領域が拡大しているものと考えられる。

[STAGE II, II']：試験開始後 698 秒で 2 回目の亀裂進展が発生する。このときの亀裂進展はケース SX-1 と同様、瞬時に発生している。この後、亀裂面から造影剤が浸透し、試験開始後 726 秒で Fig. 3-38(e) の状態になる。ケース SX-3 では、試験開始後 726 秒の時点で水圧上昇を停止し、水圧を 40 秒間一定に保った後、780 秒で試験を停止した。

SX-3 では最初の亀裂発生 (646 秒) から 52 秒間亀裂の進展が停止しており、SX-1 と比較して亀裂の進展がゆっくりと進行していることが分かる。また一回の進展で進行する亀裂長は注水ピンの片側で約 0.8cm であり、SX-1 と比較して短いことが分かる。

(2) 注入圧, 注入量, 変位の変化

Figs.3-39, 3-40 にケース SX-1, SX-3 の注入水圧, 注入量, z 方向 (最小主応力方向) の変位 (Fig.3-34 に示す変位計で計測) を示す。各図には点線で亀裂が進展した

時間 (STAGE I, II...) を示している。

ケース SX-1, SX-3 とともに亀裂進展開始後も注入圧は減少していない。発生した亀裂内部では急激な体積膨張のため、水圧が減少すると考えられるが、注水ピン直下までは水圧を正確に制御できていることが分かる。亀裂進展開始時の注入水圧を破砕圧 P_f とすると、 P_f は SX-1, SX-3 で大きな差はない。

注入量については、ケース SX-1 で亀裂進展が開始する STAGE I から増加し始め、亀裂が供試体側面に到達する STAGE III において急増している。これに対して、ケース SX-3 では亀裂進展後も注入量に大きな変化がない。この理由は、後者では一回の亀裂進展長が短く、亀裂進展の停止時間も長いから、亀裂が進展しても大きな注入量の変化として検出できないためであると考えられる。

z 方向 (最小主応力方向) の変位量は、ケース SX-1, SX-3 とともに、亀裂進展開始前まで非常に小さく、亀裂進展開始と同時に急増している。また、亀裂進展が停止している間も変位が増加しており、特にケース SX-3 においては、水圧上昇を停止して水圧を一定に保ち、亀裂進展が完全に停止している間も、変位が増加している。このことから、亀裂の進展が停止している間、亀裂の幅が拡大していることが分かる。

(3) 最小主応力と破砕圧の関係

変位が急増したときの注入水圧を P_f とし、最小主応力 σ_3 と $(P_f - \sigma_3)$ の関係を図化したものを Fig.3-41 に示す。これは、ケース S-1 ~ S-11 および SX-1 ~ SX-4 の結果を用いたものである。図に示すように、破砕圧 P_f は水圧上昇速度による影響をほとんど受けず、 σ_3 と線形関係にあり、本実験においても (1) 式が成り立つことが分かる。

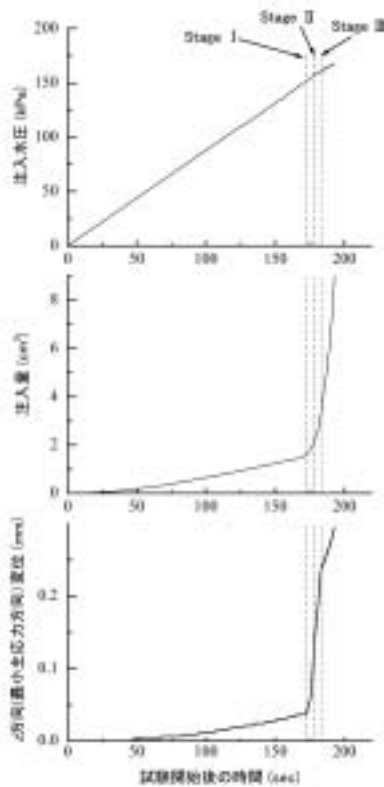


Fig.3-39 注入圧, 注入量, 変位の時間変化 (ケース SX-1)
Record of injection pressure, injection volume and displacement (Case SX-1)

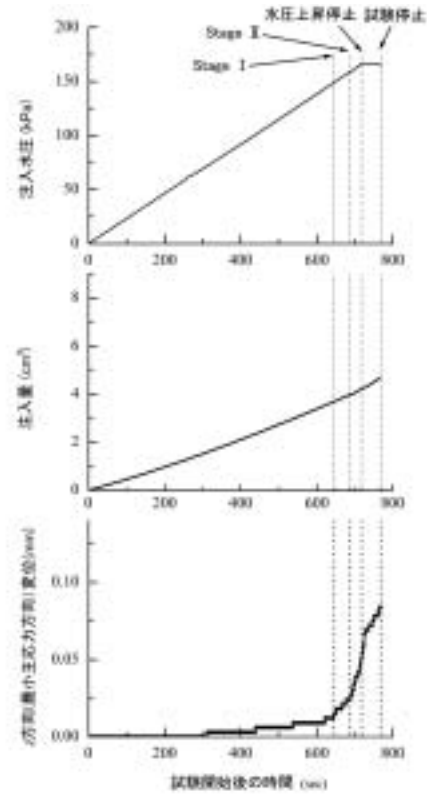


Fig.3-40 注入圧, 注入量, 変位の時間変化 (ケース SX-3)
Record of injection pressure, injection volume and displacement (Case SX-3)

また, **Fig.3-41** の $(P_f - \sigma_3)$ 軸の切片はほぼ 0kPa であり, 応力レベルが低い場合, 注入水圧が最小主応力を僅かに上回った状態でハイドロリックフラクチャリングが生ずることが分かる。

(4) 供試体断面観察結果と亀裂進展方向

ケース SX-1, SX-3 の試験終了後, 供試体をスライス状にカットして亀裂面をスケッチした結果を **Figs.3-42, 3-43** に示す。また **Fig.3-44** には SX-1 の亀裂面を三次元的に描いたスケッチを示す。**Figs.3-42, 3-43** において **Fig.3-42(a)** は z 方向から見た場合の亀裂面の投影図を示している。**Figs.3-42(b), (c)** は, それぞれ **Fig.3-42(a)** に示す A 断面 (x-z 面, 最大主応力面), B 断面 (y-z 面, 中間主応力面) でのスケッチを示す。B 断面は, 軟 X 線

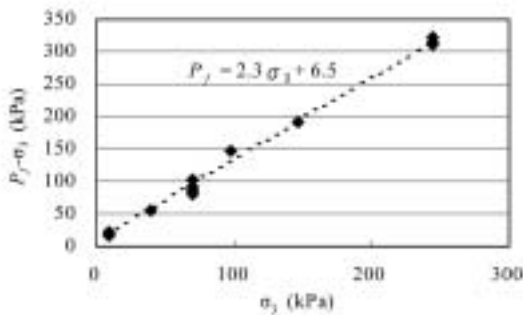


Fig.3-41 最小主応力と破碎圧の関係
Relationship between the minimum principal stress and fracture pressure

透視と同じ方向の視点から観察されたスケッチとなる。

はじめに, ケース SX-1 の結果について述べる。**Fig.3-42** に示すように, 亀裂面は, 破壊初期の注水ピン周辺ではほぼ水平に進展し, 供試体側面近傍で大きく屈曲していることが分かる。また, 亀裂面には段階的な小さな段差, 屈曲が存在しており, 軟 X 線での観察結果 (**Fig.3-37**) と比較すると, **Figs.3-42(b), (c)** に示すように (I → II → III) の 3 段階で亀裂が進展したと考えられる。供試体側面近傍で大きく屈曲する理由は, 亀裂が進展して供試体側面に近づくと, 応力状態が不均一となるためであり, 供試体側面の境界の影響であると考えられる。特に **Fig.3-42(b)** の A 断面では, x 方向の供試体幅が小さく, 境界の影響を強く受けるため, 供試体側面近傍で亀裂面が大きく屈曲したものと考えられる。しかし, 境界の影響をあまり受けない注水ピン近傍では最小主応力面にほぼ平行であることが分かる。**Table 3-13** に示すケース S-3 ~ S11, SX-2, SX-4 においても SX-1 とほぼ同様な亀裂面が観察されている。

次に, ケース SX-3 の結果について述べる。上述したように, ケース SX-3 では亀裂発生の初期段階で水圧上昇が停止している (**Fig.3-40** 参照)。**Fig.3-43** に示すように, 亀裂面は最小主応力面に平行な楕円状の平面であった。SX-1 及び SX-3 の亀裂面観察結果から, ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂は, 最小主応力面上で注水ピン先端を中心とした面上に広がっていることが分かる。

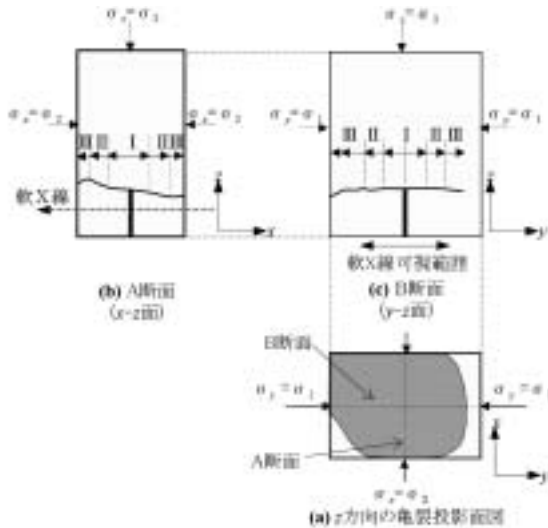


Fig.3-42 亀裂の進展状況のスケッチ (SX-1)
Propagation of hydraulic fracturing (SX-1)

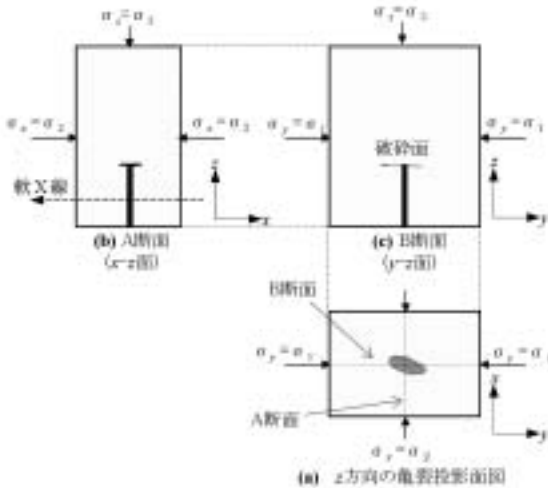


Fig.3-43 亀裂の進展状況のスケッチ (SX-3)
Propagation of hydraulic fracturing (SX-3)

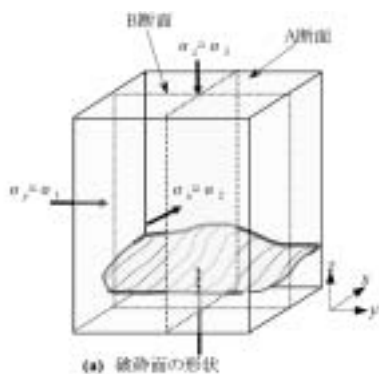


Fig.3-44 亀裂の進展状況の3次元のスケッチ (SX-1)
Propagation of hydraulic fracturing (SX-1)

(5) 供試体作成時の堆積方向による影響

予備圧密の方向、つまり供試体作成時の堆積面の方向が亀裂の進展方向に影響を与えているかどうかを検討するため、ケース S-1, S-2 では最小主応力の載荷面を変え

て実験を行った。ケース SX-1, SX-3 では最小主応力面と堆積面が平行であるのに対し、ケース S-1, S-2 では最小主応力面と堆積面が直交している。ケース S-1 の亀裂面のスケッチを Fig.3-45 に示す。若干の傾きはあがるが、ほぼ最小主応力面と平行な亀裂面となっている。したがって、スラリーから圧密されたカオリン粘土の場合、亀裂の進展方向は圧密の方向の影響を受けず、最小主応力の方向だけに依存していることが分かった。

(6) ハイドロリックフラクチャリングの破壊モードに関する考察

Fig.3-46 の概念図に示すように、ケース SX-1, SX-3 の場合、注水ピン先端周辺における最大せん断応力面は y-z 面に垂直で $\sigma_y (= \sigma_1)$ に対して傾きを持った面であり、最小主応力面は x-y 面に平行である。Fig.3-46 にせん断破壊、引張破壊を仮定した場合に想定される注水ピン先端部分での亀裂進展方向を示す。本実験での破壊モードは、亀裂が最大せん断応力面に発生すればせん断破壊、最小主応力面に発生していれば引張破壊である、と考えられる。

Fig.3-42, 3-43 と Fig.3-46 を比較すると、ケース SX-1 の A 断面 (x-z 面) において供試体側面近傍で大きな屈曲が見られるものの、注水ピン周辺部の亀裂面は引張破

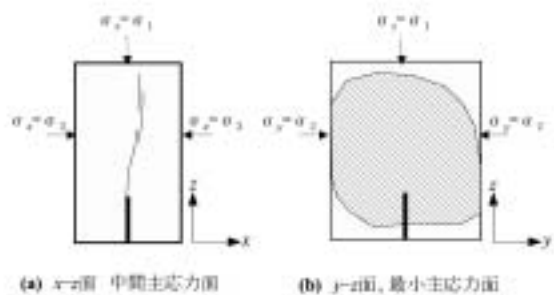


Fig.3-45 予備圧密の方向と最小主応力方向が直交する場合の亀裂進展状況

Direction of crack propagation when a direction of the minimum principal stress is perpendicular to a direction of consolidation

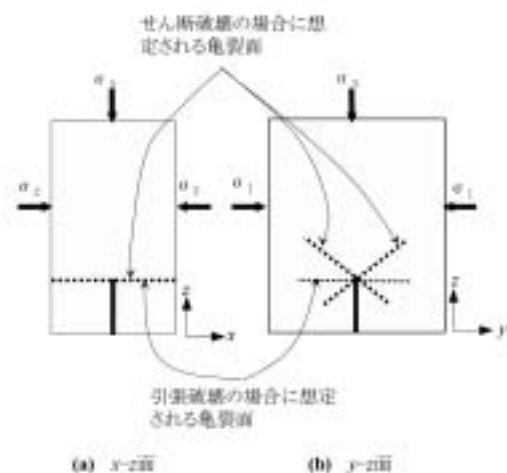


Fig.3-46 亀裂の進展の概念図
Concept of direction of crack propagations

壊の場合に発生する破壊面であるといえる。

(7) 亀裂の進展メカニズムに関する考察

ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展は断続的に進行する現象であることが試験結果より分かった。この断続的な破壊現象は次のように説明できる (Fig.3-47 参照)。注入開始後、注水ピン先端周辺で間隙水圧が上昇し、有効応力が低下していく。注水ピン周辺の最小有効主応力がある一定の値以下に達した時点で、引張亀裂が発生する (STAGE I)。亀裂の進展は、ケース SX-1, SX-3 とともに、ほぼ瞬時に発生しており、その進展速度はきわめて速い。これと比較して、亀裂及び供試体内の造影剤の浸透速度は遅いため、発生した亀裂の先端周辺の間隙水圧は、亀裂発生と同時に上昇しない。このため、亀裂の進展は一時的に停止する。進展が停止している間、亀裂内部に注入水が流れ、亀裂の幅が拡大すると同時に、破砕面から供試体の亀裂周辺部へと浸透する (STAGE I')。亀裂幅の拡大によってひずみが蓄積し、かつ亀裂先端場の間隙水圧が上昇することによって、最小有効主応力が限界状態に達した時点で更に亀裂が進展する (STAGE II)。以上の考察から、断続的に亀裂が進展する理由は、土のハイドロリックフラクチャリングが浸透現象を伴いながら進行する破壊であるためであると考えられる。

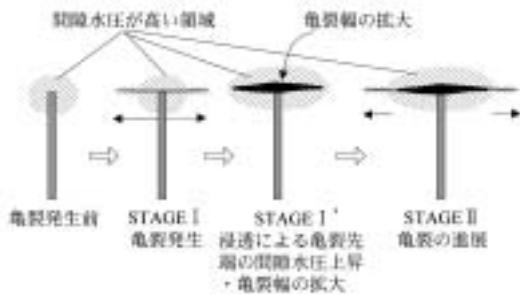


Fig.3-47 亀裂の進展に関する概念図
Concept of mechanism of crack propagation

3.7.5 初期亀裂を有した供試体のハイドロリックフラクチャリング試験の実験方法

(1) 概要

前述の実験では亀裂の発生・進展方向を調べるため、点注入による水圧負荷とした。しかし、実際のため池におけるハイドロリックフラクチャリングでは、「環境による劣化現象」や、締固めの境界面や乾燥、地震によって発生した初生的な亀裂が存在すると考えられる。ここでは初期亀裂を有する供試体を用いて、亀裂の進展特性について調べた。

(2) 供試体の作成方法

供試体は DL クレー 70%、カオリン 30%の混合土を含水比 20%、乾燥密度 1.6g/cm³ となるよう静的に締固めた後、20 × 20 × H20cm の立方体に整形して作成した。締固め時に幅 2cm、厚さ 3mm のブレードを挿入してお

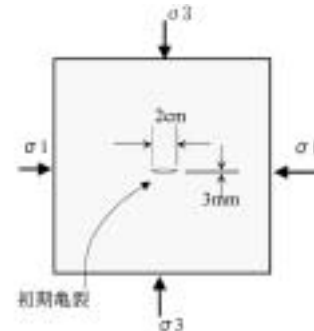


Fig.3-48 亀裂を有する供試体
Specimen with pre-installed crack

き、締固め後ブレードを引き抜いて、供試体中央部の鉛直方向に初期亀裂を作成した (Fig.3-48)。この初期亀裂は供試体の鉛直方向に貫通している。

(3) 試験方法

試験方法の概要図を Fig.3-49 に示す。試験機は Fig.3-34 とほぼ同じ三主応力制御型であるが、エアバックの代わりに油圧シリンダーによって载荷した。供試体は二重負圧法によって、初期亀裂の内部を含めて高い飽和度を確保し、B 値 95%以上としている。初期亀裂部分以外の供試体の上下端面は不透水面となっており、供試体から排水される水は、供試体側面に設置したろ紙を通り、供試体上下のキャップ、ペDESTALの側面に設置したポーラスストーンを通して試験機の外部に排水されるようになっている。

圧密応力は全ケースで $\sigma_1=58.8\text{kPa}$, $\sigma_2=\sigma_3=49.0\text{kPa}$ とした。応力の载荷方向は図に示す通りである。圧密終了後、初期亀裂の下端から注入を開始し、ハイドロリックフラクチャリングを発生させた。点注入の実験と同じく、注入の水圧上昇速度を一定とし、49.0, 9.8, 1.96, 0.098kPa/min の 4 種類とした。注入水圧の測定は、Fig.3-49 に示すように、初期亀裂の直上 (水圧計 A) と直下 (水圧計 B) で行った。また注入液にはグリセリンをメチレンブルーで着色したものを使用した。

試験終了後、供試体をカットし、亀裂進展方向および

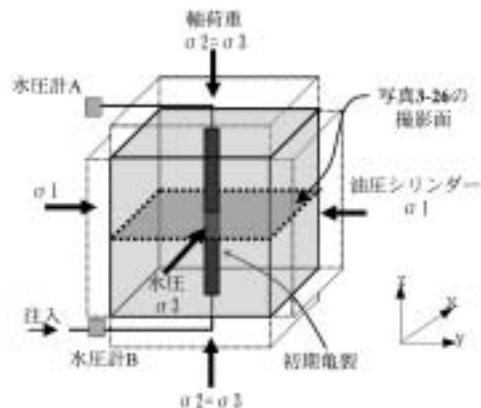


Fig.3-49 亀裂を有するハイドロリックフラクチャリング試験
Hydraulic fracturing test using a specimen with an initial crack

亀裂進展長について測定を行った。また初期亀裂の方向を変えた実験を行い、亀裂進展方向の違いについて検討を行った。

3.7.6 初期亀裂を有した供試体のハイドロリックフラクチャリング試験の実験結果

(1) 亀裂進展開始の判別

Fig.3-50 に水圧計 A と水圧計 B の時間変化の一例を示す。注入開始後、水圧計 A、B は同じ値を示しながら、直線的に増加する。水圧が上昇し、時間 t_0 に達した後、水圧計 B は直線的に増加するのに対して、水圧計 A は水圧計 B の値より小さな値を示し始める。水圧計 A は制御側の圧力の影響を受けず、初期亀裂内部の水圧だけの影響を受ける。したがって、時間 t_0 において亀裂の進展が開始して亀裂内部に流れが発生していると判断できる。また、亀裂進展中も亀裂下端までは正確に水圧を制御できていることを示している。

(2) 初期亀裂を有する供試体の亀裂の進展

Photo 3-26 に試験後の供試体の断面写真を示す。**Fig.3-26(a)** は初期亀裂面が最小主応力面である場合の試験後の断面写真である。カットした断面の位置は **Fig.3-49** に示している。**Fig.3-26(a)** より、最小主応力面に平行な初期亀裂の場合、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂は初期亀裂を含む平面上に進展していることが

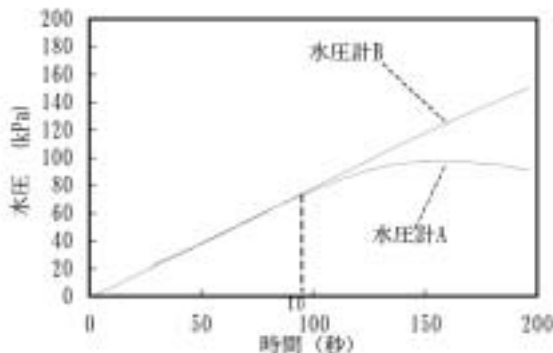


Fig.3-50 亀裂下端の水圧水圧計 B の時間変化
Change of pore pressure at the bottom of the crack

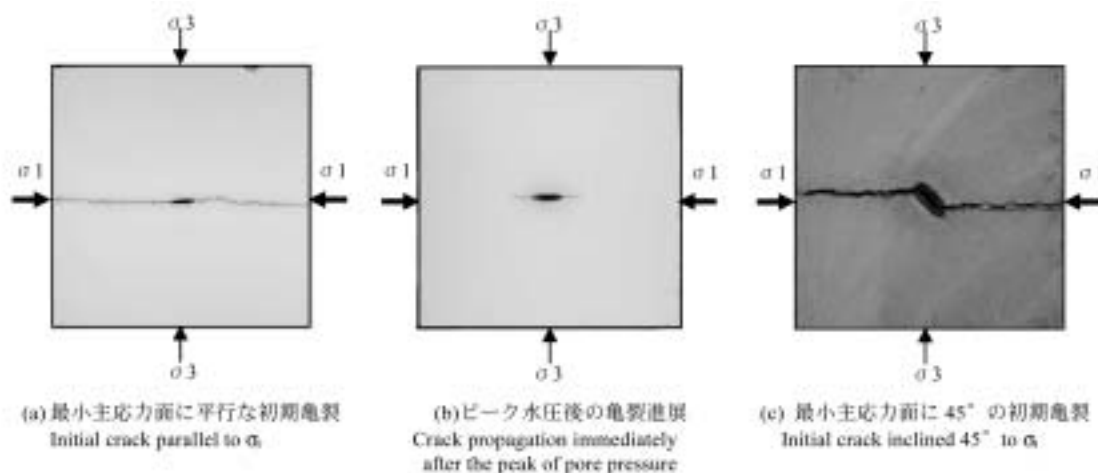


Photo 3-26 亀裂進展の断面写真 (σ_3 : 縦方向 σ_1 : 横方向)
Cross section of specimen after crack propagations

分かる。また亀裂面は Murdoch (1993) が述べているように、引張亀裂特有の細かい段差のある葉状亀裂面であった。上述した点注入の試験では供試体サイズが小さいために亀裂面が供試体側面近傍で大きく屈曲したが、この試験では供試体サイズが大きいため、**Photo 3-26(a)** に示すように、亀裂は初期亀裂先端から供試体側面まで最小主応力面にほぼ平行に進展した。したがって、断面が 20cm 角以上であれば、亀裂の進展に対して供試体サイズの影響は少ないといえる。

Fig.3-26(b) は、亀裂上端に設置した水圧計 A が水圧計 B に対して小さい値を示し始めた直後、すなわちハイドロリックフラクチャリングが発生し始めた直後に試験を停止し、断面をカットした写真である。このときの亀裂進展長は亀裂の片側で 1.0 ~ 1.5 (cm) であった。

Fig.3-26(c) は初期亀裂面を最小主応力面に対して 45° 傾けた場合 (最大せん断応力面に平行) の写真である。この写真より、亀裂進展の開始点は初期亀裂の先端であることが分かる。しかし、亀裂の進展方向は初期亀裂の方向に全く影響を受けず、最小主応力面に平行となっている。これは微視的に見れば、土質材料は亀裂の集合体とも考えることができ、亀裂進展方向が初期亀裂の方向の影響を強く受けないためだと考えられる。

(3) 亀裂の進展速度

亀裂の進展が供試体側面に到達する前に試験を停止した場合、試験停止時間 t_1 と亀裂進展の開始時間 t_0 の差 ($t_1 - t_0$) を亀裂進展時間とすることができる。試験後、供試体をカットし、亀裂長を測定した値を亀裂進展時間で除した値を平均亀裂進展速度と呼ぶこととする。“平均”としたのは亀裂進展が断続的なものであり、また亀裂の進展長さによって速度も変化すると考えられるからである。**Fig.3-51** に水圧上昇速度と平均亀裂進展時間の関係を示す。誤差はあるものの、点注入による実験の場合と同じく、水圧上昇速度が小さいほど、亀裂の進展速度が遅いことが分かる。また平均亀裂進展速度は DL クレー・カオリン混合試料で $1.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-1}$ (cm/sec),

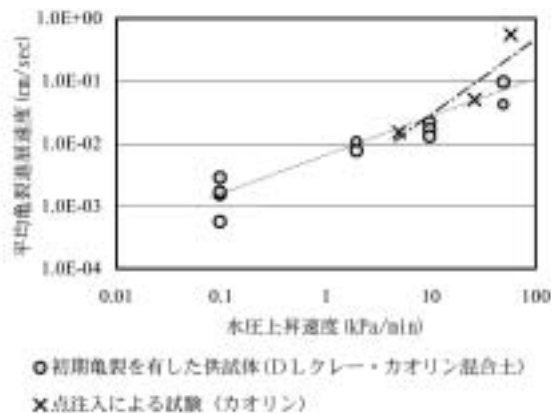


Fig.3-51 平均亀裂進展速度と水圧上昇速度の関係
Relationship between velocity of crack propagations and increase rates of pore pressure

点注入によるカオリン試料の実験では $1.0 \times 10^{-2} \sim 0.5 \times 10^{-1}$ (cm/sec) と小さいことが分かる。

3.7.7 実験結果の考察

本実験における試験後の断面観察結果から、ハイドロリックフラクチャリングが最小主応力面に発生する引張破壊であることが明らかとなった。通常、ため池の最小主応力面は堤軸に平行で堤体表面に直行する面であり、上下流方向に進展する亀裂は発生しないことになる。したがって、たとえ堤体内でハイドロリックフラクチャリングが発生しても、それが漏水等の被害に直接つながる危険性は少ないと考えられる。

しかしながら、堤体や基盤の不等沈下が発生している場合や、底樋周辺の堤体土でアーチングが発生している場合など、上下流方向に連続した低応力面が発生する場合には、堤軸に直行する方向に最小主応力面が分布する可能性がある。Sherard (1972) は土質基礎上のアースダムの解析を行い、基礎地盤の不等沈下によって天端の応力が引張側になることを示している。また、仲野 (1994) は五位ダムのコア内部の土圧を実測し、堤軸に直交する面と堤軸に平行な面に作用する水平土圧がほとんど同じであることを示している。また、仲野は底樋管に作用する水平土圧がアーチングによって極めて小さくなることを実測している。このような場合、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂は上下流方向に進展し、漏水の発生、ひいては決壊等の事故につながる危険性がある。

また、ハイドロリックフラクチャリングは浸透現象を伴いながら、断続的に進行する破壊であることが分かった。ハイドロリックフラクチャリングは、堤体内に脈流状の亀裂が一気に走るようなイメージで捉えられがちであるが、本実験結果から、亀裂の進展自体は極めて速いものの、進展が一時的に停止する時間があるため、全体として破壊は比較的緩慢な速度で進展することが分かった。土の材料によって、亀裂の進展速度は変化すると考えられるが、実際のため池でも比較的緩慢に破壊が進展している可能性が高い。Fig.3-51 に示したように、亀裂

の進展速度は水圧上昇速度が小さくなるほど遅くなり、DLクレ－・カオリンの混合土では水圧上昇速度が 0.1 kPa/min のときに 10^{-3} cm/sec ($=0.864 \text{ m/day}$) であった。水圧上昇速度の 0.1 kPa/min は、貯水位の上昇速度に換算すると 61 cm/hour となり、実際のため池ではかなり急激な貯水位上昇である。また、小規模のため池でも堤体幅は 10 m 以上であるため、 10^{-3} cm/sec の亀裂進展速度の場合、亀裂が上下流方向に貫通するのに 11 日以上かかることになる。豪雨が継続する時間は、長くとも $1 \sim 3$ 日程度であることを考えると、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂は、一回の豪雨で上流斜面から下流斜面まで一気に進展するのではなく、複数回の豪雨時における貯水位上昇の繰り返しによって徐々に進展している可能性が高い。つまり、ハイドロリックフラクチャリングが長年月にわたる堤体の遮水性低下の原因となっている可能性がある。

3.7.8 ハイドロリックフラクチャリングに関する実験的検討のまとめ

ため池の浸透破壊を想定し、飽和カオリン粘土の供試体を用いてハイドロリックフラクチャリング試験を実施した。ハイドロリックフラクチャリングによって発生する亀裂の進展状況を軟X線および試験終了後の断面観察によって観察した。また、初期亀裂を持つDLクレ－・カオリンの混合土の供試体を用いてハイドロリックフラクチャリング試験を実施し、亀裂の進展方向や進展速度について検討を行った。試験の結果、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展について以下の結論を得た。

- 1) 破碎圧は最小主応力と線形関係を持つことが確認された。応力レベルが小さい場合、破碎圧が最小主応力を僅かに上回るだけで、ハイドロリックフラクチャリングが発生することが分かった。また、破碎圧は水圧上昇速度の影響をあまり受けないことが分かった。
- 2) 軟X線を用いて亀裂進展状況を観察した結果、ハイドロリックフラクチャリング現象は「亀裂の発生・進展」と「亀裂面から供試体への浸透と亀裂幅の拡大」を繰り返し、断続的に進行する破壊であることが分かった。今回の試験では、一回の進展長は約 $0.8 \sim 1.5 \text{ cm}$ であった。また、水圧上昇速度が小さいほど、亀裂はゆっくり進展する傾向が見られた。
- 3) 軟X線カメラによる観察結果から、破壊初期の亀裂面は最小主応力面に平行であった。したがって、本実験におけるハイドロリックフラクチャリングは引張破壊によって発生していることが分かった。
- 4) スラリー状態から圧密されたカオリン粘土の供試体の場合、ハイドロリックフラクチャリングの亀裂進展方向は、供試体作成時の堆積面の方向による影響を受けないことが分かった。
- 5) 亀裂の進展は初期亀裂の方向には影響を受けず、初

期亀裂の先端から最小主応力面に平行に発生することが分かった。

- 6) 水圧上昇速度が大きいほど、一回の亀裂進展長が大きく、亀裂進展の停止時間も短いため、亀裂の進展速度は速くなる。平均亀裂進展速度は今回の実験では DL クレー・カオリン混合試料で $1.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-1}$ (cm/sec)、点注入によるカオリン試料の実験では $1.0 \times 10^{-2} \sim 0.5 \times 10^{-1}$ (cm/sec) であった。実際のため池の貯水位上昇速度と比較すると、ハイドロリックフラクチャリング現象は緩慢な破壊現象である可能性がある。このことから、ため池においてハイドロリックフラクチャリングが長年月の遮水性低下の原因になっている可能性があることが分かった。

3.8 豪雨によるため池の浸透破壊のメカニズム

3.5 および 3.6 節では、堤体に浸透破壊が発生する事例と底樋周りに浸透破壊が発生する事例とに分類し、それらの破壊の特徴を抽出した。また、3.7 節では、破壊のメカニズムとして、ハイドロリックフラクチャリングに着目し、亀裂進展の特徴について実験的に明らかにした。本節では、事例分析結果と実験結果を踏まえ、豪雨によるため池の浸透破壊メカニズムについて考察を行う。

3.8.1 堤体盛土に発生する浸透破壊

本節では堤体に発生する浸透破壊事例について考察する。迫の益ため池、江良ため池、星ヶ谷ため池および柳ため池の事例では「満水位上流斜面」から下流斜面法尻にかけての明瞭なパイピングホールが観察されている。また、王子ため池、田の方上ため池では大量の漏水が発生しているが、貯水位が満水位から約 1～2m 下がった時点で漏水が停止している。これらの事例では、浸透破壊が「満水位上流斜面」から下流斜面にかけて浸透破壊が発生したことは明らかである。したがって、「満水位上流斜面」を入口とする浸透破壊が存在し、かつこのような破壊形態が珍しいものではないことが明らかとなった。以下に、複数の事例の分析と室内実験結果を通して、「満水位上流斜面」を入口とする浸透破壊の発生メカニズムについて考察を行う。

① 上流斜面の遮水性の低下

江良ため池、山崎ため池の上流斜面近傍では粒度から想定される透水係数と比較して極めて高い遮水性を持っており、遮水性が低下していた。また、星ヶ谷ため池の常時における浸潤線より上の部分でも、江良ため池や山崎ため池と同様に遮水性が大きく低下しており、この遮水性の低下は亀裂性の浸透によるものであることが明らかになっている。また、このような遮水性の低下とともに、「満水位上流斜面」付近には、直径数 cm の穴が発生している事例が多く見られた。

また、内原野ため池のように、不透水の斜面保護を施したため、上流斜面の法尻付近で遮水性の低下

が発生する場合もあった。

このように、複数の事例の分析から、堤体の上流斜面近傍で遮水性の低下が発生する可能性があることが明らかとなった。

② 環境による上流斜面の劣化現象

①のように上流斜面から発生している穴や上流斜面近傍の遮水性低下が発生する原因として、**Figs.3-52(a)～(c)** に示すように、(a) 植物根・水生動物の巣穴、(b) 貯水側への土粒子の吸出し、(c) 貯水位の上下動による乾湿の繰り返し、などによる微細な亀裂や穴の発生が考えられる。上述してきたように、これを「環境による劣化現象」と呼ぶこととする。

被災したため池では、上流斜面の保護対策は行われておらず、このような初期的な亀裂や穴が発生しやすい状況にあったと考えられる。特に、長期間、低水位を維持した場合、堤体が乾燥状態になって堤体表面に乾燥亀裂が発生するとともに、植物根が堤体の深くまで進展する。近年、ため池管理者の老齢化等により堤体の管理が粗放化されつつあり、上流斜面の植物の伐採などのメンテナンスが行われなくなってきたことも浸透破壊の一要因となっている可能性がある。

③ ハイドロリックフラクチャリングの発生

上流斜面の遮水性低下のもう一つの理由として、**Fig.3-53(a)** に示すように、ハイドロリックフラクチャリングの発生が考えられる。3.7 節の室内試験の結果から、ハイドロリックフラクチャリングは応力レベルが小さい場合、最小主応力より僅かに高い水圧で発生し、段階的にかつ比較的緩慢な速度で進

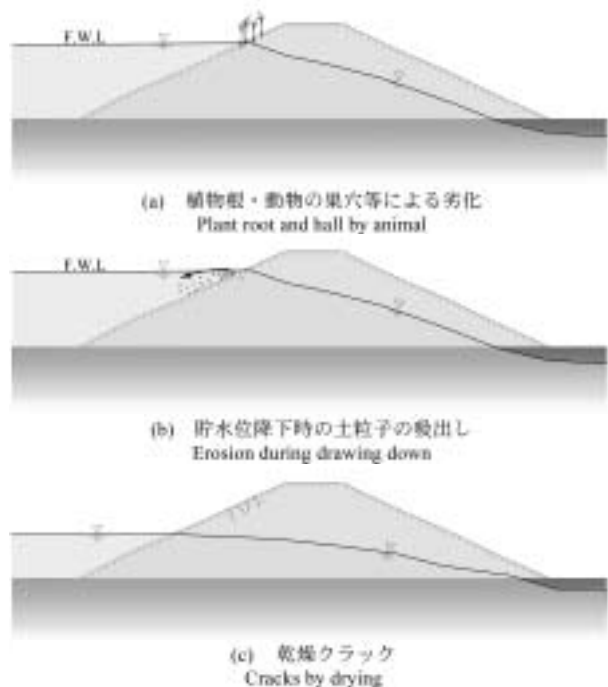


Fig.3-52 環境による上流斜面近傍の劣化現象
Phenomenon of damage on upstream slopes by environmental effects

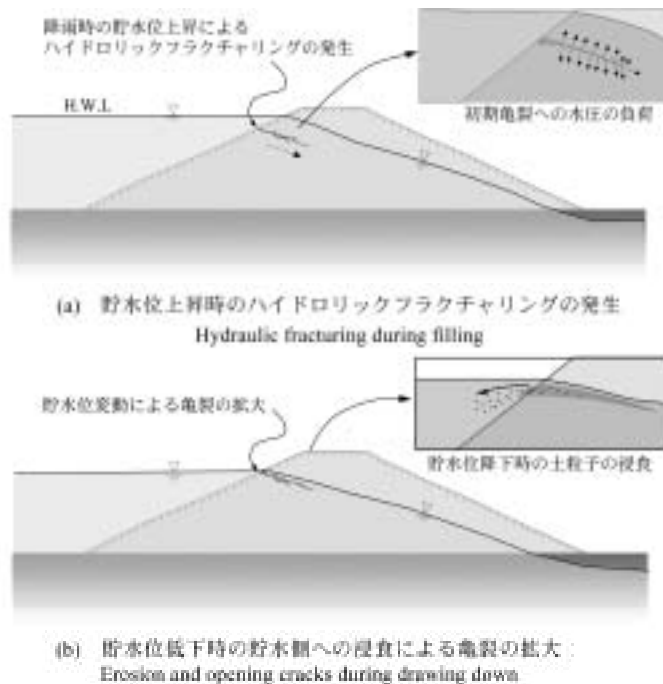


Fig.3-53 ハイドロリックフラクチャリングの発生と浸食による亀裂の拡大
Crack propagations by hydraulic fracturing and erosion

展することが明らかとなった。「満水位上流斜面」では、応力レベルが小さく、微細な亀裂や穴に貯水位急上昇時の水圧が作用すれば、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性が高い。一方、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展は比較的緩慢であるため、一回の豪雨で上流斜面から下流斜面までの破壊が一気に発生するのではなく、貯水位上昇の繰り返しによって長年月かけて亀裂が進展している可能性が考えられる。つまり、ハイドロリックフラクチャリングが長年月かけて堤体の遮水性が低下する原因の一つとなっている可能性がある。

迫の益ため池や山崎ため池で発見された上流斜面の穴は、直径数 cm、深さ数十 cm の形状であった。ハイドロリックフラクチャリングでは亀裂が発生するだけであり、このような大きな穴は発生しない。したがって、Fig.3-53(b) に示すようにハイドロリックフラクチャリングによって発生した亀裂に、貯水位降下時の吸出し現象が作用して、穴が拡大していったものと考えられる。このように、ハイドロリックフラクチャリングと「環境による劣化現象」が繰り返し発生することにより、上流斜面から堤体

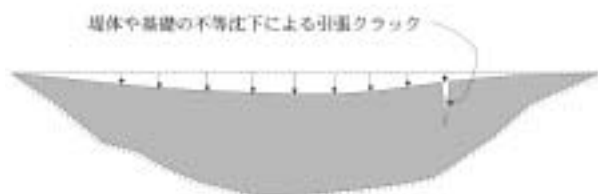


Fig.3-54 堤体や基礎の不等沈下による引張クラックの発生
Tension cracks caused by settlement of embankments or foundations

内部に向かって長期間にわたって亀裂や穴が進展し、遮水性が低下していくものと考えられる。

今回の事例では分析できなかったが、Sherard ら (1973) や仲野ら (1994) が述べているように、堤体や基礎の不等沈下や変形によって低応力ゾーンや引張クラックが発生した場合には、Fig.3-54 に示すように、上下流方向を一気に貫通するようなハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性もある。

④ 浸潤線の上昇と下流斜面法尻におけるパイピングの発生

堤体上流斜面の遮水性の低下が進み、堤体内の浸潤線が上昇すると、Fig.3-55(a) に示すように、下流

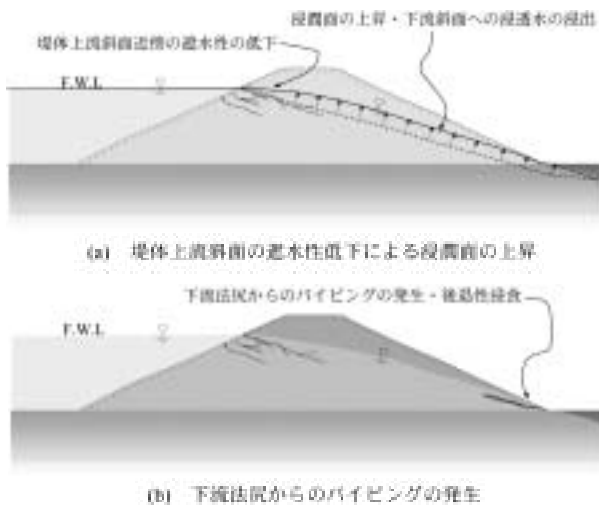


Fig.3-55 上流斜面近傍の遮水性低下による浸潤線の上昇と下流斜面におけるパイピングの発生
Increase of permeability on upstream slopes and piping at downstream toes

斜面に漏水が浸出する可能性が大きい。アースダムでは下流斜面に浸透水が浸出すると下流斜面法尻の安定性は大きく低下するとされており、山崎ため池の事例では漏水が下流斜面に浸出した結果、下流法尻にパイピングホールが発生していた。また、河野ら¹⁵⁾によると、ある程度の粘着力を有する試料においても、水平方向のパイピング現象は比較的小さな動水勾配で発生することが明らかになっている。特に、降雨時などの一時的な浸潤線上昇時に、パイピングが繰り返し進行し、下流斜面の穴や亀裂が堤体内部に進展する可能性がある。したがって、**Fig.3-55(b)**に示すように、上流側と下流側の双方から穴もしくは亀裂が進展し、長期間かけて堤体内に局所的な浸透経路が発生していくものと考えられる。

⑤ 豪雨時における連続したパイピングホールの形成

上流斜面からの遮水性の低下と下流法尻からのパイピングが長期間かけて徐々に進行すると、**Fig.3-56(a)**に示すように、堤体内に比較的流速の速い浸透のチャンネルが発生すると考えられる。

このような浸透のチャンネルは、その入口が「満水位上流斜面」付近に発生していることが多いことから、常時においては大きな水圧の作用を受けることはない。しかし、豪雨時において貯水位が設計洪水水位付近またはそれ以上に上昇した場合、貯水の水圧がこのような浸透のチャンネルを通して堤体内部に直接作用し、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の進展が進行する可能性が高い。この結果、あまり水頭が損失することなく下流側に大きな水圧が作用し、下流法尻からパイピングが進行するものと考えられる。最終的に、**Fig.3-56(b)**に示すように、上下流方向に速い流速をもった局所的な流れが連続し、下流側からの後退性浸食、いわゆるパイピングが拡大することによって堤体全体の破壊に至るものと考えられる。

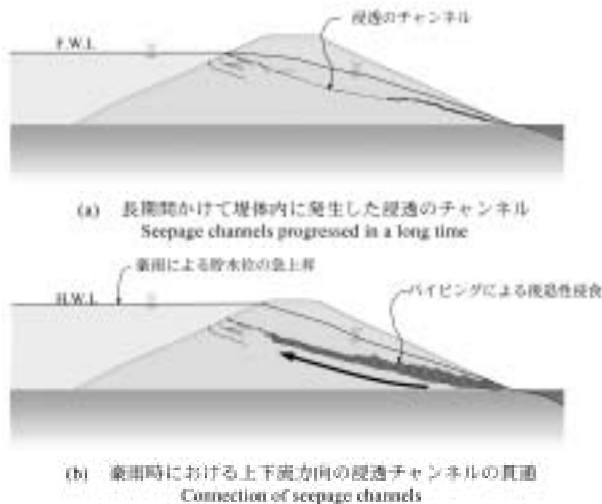


Fig.3-56 豪雨時における最終的な破壊
Final failure induced by heavy rainfall

⑥ 老朽化したため池における貯水位上昇の影響

第Ⅱ章において、降雨形態の分析などから、貯水位の上昇が、越流破壊だけではなく、浸透破壊の発生にも大きな影響を与えているという結論が得られた。実際に、1997年山口県の災害では、多くのため池が浸透破壊によって決壊している。

①～⑤で記述した浸透破壊のメカニズムは、貯水位上昇が堤体の安定性に大きな影響を与えているという第Ⅱ章の結論と整合性が取れていることが分かる。すなわち、貯水位が設計洪水水位付近またはそれ以上に上昇した場合、既に発生していた浸透のチャンネルに水圧が作用することによって、容易に浸透破壊が発生する。特に、長期間、低水位を維持したため池では、このような浸透のチャンネルが堤体の低い位置に存在するため、貯水位が設計洪水水位に至る前に浸透破壊が発生する。

つまり、老朽化したため池では「満水位上流斜面」に浸透破壊に対する弱点が存在し、豪雨による貯水位上昇が決壊や大破に至る最終的な破壊発生のみかけとなっていることが分かる。

以上述べた破壊のメカニズムを破壊の過程順に示すと、**Fig.3-57**のように表せる。つまり、破壊の第1段階として、貯水位の上下動による乾湿の繰り返し、貯水側への土粒子の吸出し、波浪による浸食、植物根、水生動物の巣穴などに起因する「環境による劣化現象」によって上流斜面、特に「満水位上流斜面」付近の遮水性の低下が発生する。第2段階として、「環境による劣化現象」によって発生した微細な亀裂や穴に貯水位上昇時の水圧が作用しハイドロリックフラクチャリングが発生する。第3段階として、「環境による劣化現象」とハイドロリックフラクチャリングの繰り返しによって上流斜面近傍の遮水性が低下し、堤体内の浸潤線が上昇する。第4段階として、下流斜面への漏水の浸出により、下流法尻からパイピングが発生する。第5段階として、上流斜面近傍の遮水性の低下と下流法尻からのパイピングの進行によって堤体内に浸透のチャンネルが発生する。ここまでの段階は、長期間にわたる浸透に関する堤体の老朽化である。最後に、豪雨による貯水位の急上昇によって、堤体内に局所的な浸透が卓越し、下流法尻からパイピングによる後退性浸食が進んで決壊に至る、というメカニズムである。また、**Fig.3-57**に示すように、豪雨時における最終的な崩壊形態として、下流斜面のすべりが発生する可能性があるが、これについては第Ⅳ章で詳細に述べることにする。

Fig.3-57は、浸透破壊を起因として堤体が決壊に至るシナリオの一つであって、堤体の構造等によっては、下流側のパイピングだけで崩壊に至ったり、上流からのハイドロリックフラクチャリングだけで崩壊したりする可能性も否定できない。特に、基礎地盤や堤体の変形、不等沈下などによる堤体の応力低下が発生した場合には、

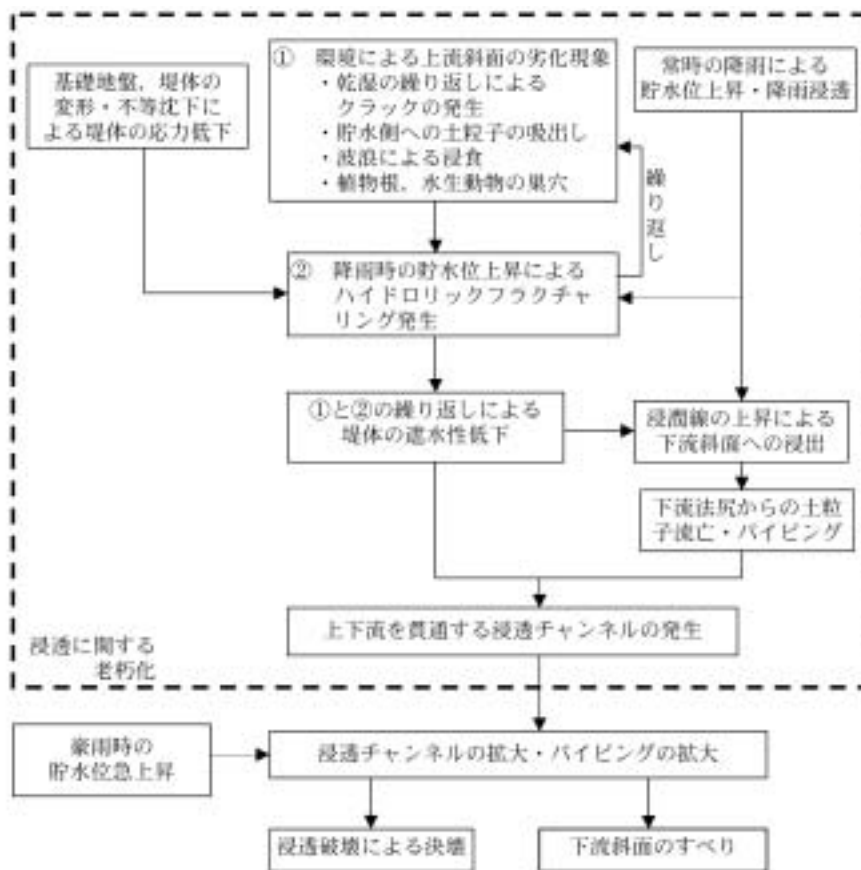


Fig.3-57 長期間運用されたため池における豪雨時の浸透破壊の発生メカニズム
Mechanism of seepage failure of small earth dams that were used a long time

急激なハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性もある。しかし、上述した事例分析や室内試験の結果および第Ⅱ章の結論との整合性から、堤体における浸透破壊の多くが Fig.3-57 のような浸透破壊メカニズムで説明できることが分かる。

3.8.2 基礎地盤に発生する浸透破壊経路

ため池の基盤はほとんどの場合で土質基礎であり、基盤内に砂礫層が存在することが多い。このような砂礫層を通る浸透破壊が起こりうることは考えられるが、今回調査した事例の中では、基礎地盤に原因があると考えられる被災事例は、全て底樋周辺に破壊が発生した事例である。したがって、3.8.3の「付帯構造物周りに発生する浸透破壊」の中で一緒に考察することとする。

3.8.3 付帯構造物周りに発生する浸透破壊

付帯構造物周りで発生する浸透破壊事例について考察する。3.6節の「付帯構造物周りの浸透破壊事例」で述べたように、付帯構造物周りでは異種材料間の相互作用があるため、破壊の原因は非常に複雑である。付帯構造物周りの浸透破壊の要因として、以下のことが挙げられる。

① 透水性基礎地盤の存在と下流側からのパイピングの発生

内原野ため池および宝谷ため池は、透水性の砂礫基盤を有しており、この基盤層に卓越した浸透

が発生したと推定された。刃金土に何らかの理由で水みちが発生した場合、透水性の基盤層を通過して、貯水の水頭があまり減少することなく下流側に作用し、パイピングやポイリングを発生させる可能性がある。

② 基礎地盤・堤体の変形、不等沈下によるハイドロリックフラクチャリングの発生

麻生ため池では、傾斜した基礎地盤上に底樋が設置されていた。また、堤体の締固め度が小さく、上流側では旧堤体と新堤体、基礎地盤の3つの土質工学的に異なる地盤の境界に底樋が設置されていた。このため、底樋周辺の地盤で変形、不等沈下が発生した可能性が高い。このように、底樋に回転変形や不等沈下が生じた場合、底樋に作用する水平土圧が低下し、堤体土との境界面にハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。

③ 付帯構造物と堤体土との剛性の違いによるアーチ作用

内原野ため池では止水壁と斜樋の間の距離が短く、アーチ作用による土圧低下やクラックが発生しやすい状況であった。また、洗沢ため池においても、洪水吐側壁とのアーチ作用によって、洪水吐近傍の地盤が不等沈下を発生した形跡があっ

た。底樋、止水壁、洪水吐などのコンクリート構造物は堤体土と比べて剛性が大きく、これらの構造物周辺でアーチ作用が発生し、付帯構造物に作用する水平土圧が低下する可能性がある。また、止水壁などの凸部を持つ構造物にアーチ作用が発生した場合、構造物先端からせん断クラックが生じる危険性がある。このように、付帯構造物周りに水平土圧の低下やクラックが発生すると、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性が高い。

④ 掘削面における土圧不足や不連続面の発生

底樋改修の際には、堤体をV字状に掘削を行い、底樋を設置した後に再び埋戻しを行うのが通常である。内原野ため池では、改修後の新堤体部分が決壊によって流失し、旧堤体は残存して掘削面が明瞭に露出していた。このことから、掘削面が浸透破壊に対して何らかの弱点となった可能性がある。掘削方法や埋戻しの際の締固め方法によっては、新堤体と旧堤体間の土圧が不足したり、水みちが発生したりする可能性がある。特に段切りで掘削した場合、鉛直な面に対しては締固めが難しく、土圧の低い部分や締固め度の小さい部分が上下流方向に連続して発生する可能性がある。このような場合、掘削面にハイドロリックフ

ラクチャリングが発生する可能性がある。

⑤ 「環境による劣化」を受けやすい刃金土の材質、構造

内原野ため池では、底樋入口付近の刃金土の遮水性が低下していた。上流斜面上部にだけ不透水性の斜面保護用張コンクリートが存在していたために、保護層のない上流斜面下部に貯水位変動時の浸透が集中して貯水側への吸出しが発生したものと考えられる。これは堤体に発生する浸透破壊で述べたように、「環境による劣化現象」であると考えられる。「環境による劣化現象」とハイドロリックフラクチャリングが繰り返し発生することによって、底樋入口付近の遮水性が低下し、底樋沿いの浸透が卓越していく可能性がある。

以上述べた破壊メカニズムを破壊の過程順に示したものが Fig.3-58 である。図に示すように、①付帯構造物周りの地盤の不等沈下、②付帯構造物と堤体土との剛性の違いによるアーチングの発生、③付帯構造物近傍の刃金土の環境による劣化、④透水性基盤の存在、⑤改修時の掘削面における土圧不足・不連続面の発生、などが破壊の素因である。これらの素因に、豪雨時の貯水位急上昇や降雨浸透による間隙水圧上昇が作用することによって、ハイドロリックフラクチャリングやパイピングが発生して、付帯構造物と堤体土、基礎地盤の境界や掘削面を通る水みちが発生

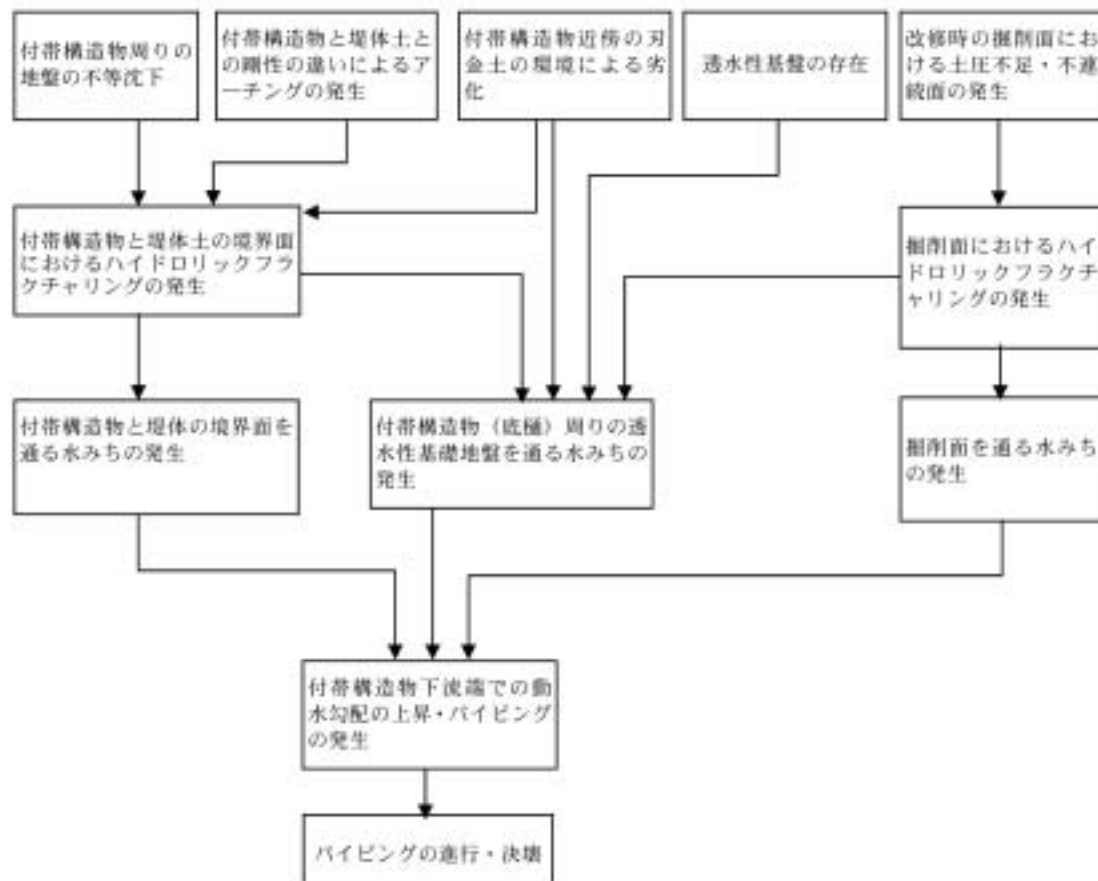


Fig.3-58 付帯構造物周りでの浸透破壊メカニズム
Mechanism of seepage failure along outlet pipes

するものと考えられる。最終的に、付帯構造物の下流端からパイピングによる後退性浸食が進行して全体的な破壊に至るものと考えられる。

内原野ため池、宝谷ため池および洗沢ため池では、改修直後ではなく、それぞれ改修後5年、14年、18年経過した後に浸透破壊が発生している。また、これら3つのため池が受けた降雨は、記録的な豪雨ではなく、改修後には被害時よりも大きな降雨を経験していた。したがって、「環境による劣化現象」やハイドロリックフラクチャリングによる遮水性の低下が上述した年月をかけて進行したのと考えられる。いいかえれば、上記の3つのため池で改修したにもかかわらず破壊した理由は、このような劣化現象が進みやすい条件であったからであるといえる。これらのため池では堤体土の強度や遮水性などについて入念に管理されて施工されており、設計・施工記録を見る限り、改修方法は設計基準を概ね満足している。したがって、今後は、豪雨による降雨浸透および貯水位の急上昇や長期間にわたる劣化現象なども考慮に入れた設計・施工方法の開発や劣化を防ぐための管理手法の開発が必要であろう。

3.9 浸透破壊に対する対策

3.9.1 腰石垣（下流ドレーン）の効果

田の方上ため池、王子ため池では、下流法尻に腰石垣（下流ドレーン、押さえ石積み）が設置されており、大量の漏水を発生しながら、決壊には至らなかった。王子ため池では、約3日間、田の方上ため池では約1日漏水が継続したが、漏水に濁りはなく、土粒子の流亡は妨げられていたものと考えられる。また、安中ら（1994）も、1993年山口県で発生した豪雨災害を調査した結果、腰石垣が頑丈に施工してあるため池では被害があまり大きくならないと述べている。このように、腰石垣を設置することによって、万が一、上流斜面から発生した水みちが下流斜面まで達しても、土粒子の流亡が防止され、パイピングの進行が防止される場合があることが分かる。

堤体土の材質や締固め状態には必ず不均質性が存在し、堤体内や付帯構造物周りの応力状態を全ての場所で高い状態に保つことは困難であり、局所的には貯水からの水圧より土圧が低い場所が存在している可能性が高い。したがって、ハイドロリックフラクチャリングの発生の可能性を完全に除去することは困難であると考えられる。また、「環境による劣化現象」についても完全にくい止めることは困難であると考えられる。Fig.3-57 および Fig.3-58 に示すように、初期的な破壊の要因は様々であるが、破壊の最終段階は下流側から土流子が流亡するパイピングの形態を取るものと考えられる。したがって、腰石垣は破壊の最終段階の進行を抑止する、いわば最終的な「砦」の役割を持つものであると考えられる。田の方上ため池や王子ため池の場合、腰石垣の存在によって決壊は逃れているもの、大量の漏水を発生した。

これは、腰石垣に十分なフィルター機能がなく、堤体土の細粒分が流亡してしまったためと考えられる。また、柳ため池では、腰石垣からの排水性が不十分であり、豪雨時において浸潤線が上昇し、腰石垣上部からパイピングが発生している。したがって、腰石垣には、土粒子を流亡させない機能と堤体内の水を十分に排水する機能が必要である。つまり、堤体土に対してフィルター則を満たした材料で腰石垣を設置することが望ましいと考えられる。

3.9.2 上流斜面の保護

「満水位上流斜面」付近は、貯水位の変動や乾湿の繰り返し、動植物の影響などの「環境による劣化」を受けやすい場所である。したがって、上流斜面の上部を保護することによって、このような「環境による劣化現象」を防ぐことが可能であると考えられる。

一方、内原野ため池では、不透水性の保護層を上流斜面上部に設置したために、保護層のない斜面下部に貯水位降下時の浸透が集中し、遮水性の低下が発生した。したがって、斜面保護は、土粒子の流亡や乾燥、植物根の侵入を防ぐとともに、透水性の高いものであることが望ましい。刃金土を改修する場合には、フィルター則を満たした土で刃金土を保護する方法も有効であると考えられる。

3.9.3 漏水対策

山崎ため池の事例で見られるように、上流斜面の遮水性が低下し浸潤線が上昇すると下流斜面に漏水の浸出が発生する。このような漏水を早期に発見して、漏水箇所に対して適切な対策を施すことによって浸透破壊の進行を防止することが可能であると考えられる。近年、軟質注入剤による部分グラウト工法による漏水対策法が開発されており、このような部分改修工法によって改修することによって、低コストかつ短期間で漏水対策を実施することができる。また、部分的に前刃金を施す方法もある。

洪水吐周辺でパイピングを発生した洗沢ため池では、地中レーダを用いた調査を行って漏水経路を特定し、その入口を矢板で塞ぐことによって、極めて低コストかつ短期間で漏水対策を施すことに成功している。このように、漏水対策を目的とした部分改修工法を的確に行うためには、漏水を発生しているため池において調査を行い、漏水経路を特定しておくことが必要不可欠である。漏水の調査法については、第VI章で詳細に述べることにする。

3.10 豪雨によるため池の浸透破壊のまとめ

本章では、豪雨時のため池の浸透破壊を堤体における浸透破壊と付帯構造物周りの浸透破壊に分類し、それぞれについて個別事例の詳細な分析を行った。また、ため池の浸透破壊メカニズムの一つであるハイドロリックフラクチャリングを取り上げ、亀裂の進展メカニズムにつ

いて実験的な検討を行った。また、最後に豪雨時におけるため池の浸透破壊メカニズムについての考察を行った。

はじめに、堤体盛土に発生する浸透破壊についての結論を述べる。事例分析の結果から、堤体における浸透破壊では、常時満水位から設計洪水位にかけての上流斜面（満水位上流斜面）を入口として浸透破壊が発生している事例が多いことが分かった。このような破壊が発生している堤体を調査した結果、満水位上流斜面の近傍の遮水性が低下していることが明らかとなった。着色剤を用いて堤体土内の浸透状況を調べた結果、この遮水性の低下は、亀裂性の浸透によるものであることが明らかとなった。

この遮水性低下の原因の一つとして、貯水位の上下動による乾湿の繰り返し、貯水側への土粒子の吸出し、植物根、水生動物の巣穴などの「環境による劣化現象」が挙げられる。特に、長期間、低水位で維持された堤体では、常時の浸潤線より上の部分で、遮水性が大きく低下していることが分かった。これは、長期間、堤体が不飽和状態にあることで、乾燥や植物根による損傷が進行しているためであると推定された。このようなため池では、豪雨時において、設計洪水位に達しない水位で浸透破壊が発生する可能性があることが分かった。

遮水性低下のもう一つの原因として、ハイドロリックフラクチャリングの発生が考えられる。室内試験でハイドロリックフラクチャリングを再現し、軟X線を用いて観察した結果、ハイドロリックフラクチャリング現象が「亀裂の発生・進展」と「亀裂面から供試体への浸透と亀裂幅の拡大」を繰り返し、断続的に進行する破壊であることが分かった。平均亀裂進展速度は、亀裂内の水圧上昇速度に依存し、DLクレア・カオリン混合試料で $1.0 \times 10^3 \sim 1.0 \times 10^1$ (cm/sec)、点注入によるカオリン試料の実験では $1.0 \times 10^2 \sim 0.5 \times 10^1$ (cm/sec) であり、比較的緩慢な破壊現象であることが分かった。このことから、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂は、一回の豪雨で上流斜面から下流斜面まで一気に進展するのではなく、複数回の豪雨時における貯水位上昇の繰り返しによって徐々に進展している可能性が高い。つまり、ハイドロリックフラクチャリングが長期的な遮水性低下の一要因となっている可能性があることが分かった。また、ハイドロリックフラクチャリングは、応力レベルが小さい場合、亀裂内の水圧が僅かに最小主応力を上回った時点で発生することが分かった。

漏水が発生しているため池を調査した結果、「環境による劣化現象」やハイドロリックフラクチャリングによって上流斜面近傍の遮水性が低下した場合、堤体内の浸潤線が上昇して下流斜面に漏水が発生することによって、下流斜面法尻からパイピングが発生する可能性があることが分かった。すなわち、浸透破壊が上流側と下流側の双方から徐々に進展し、堤体内に比較的流速の速い

浸透のチャンネルが形成される可能性があることが分かった。

上述したようなメカニズムによって発生した「満水位上流斜面」を入口とする浸透のチャンネルに、豪雨時における貯水位上昇による水圧が作用することによって、ハイドロリックフラクチャリングやパイピングが進行し、最終的に下流側からの後退性浸食によって堤体全体の決壊に至ることが分かった。つまり、老朽化したため池では、「満水位上流斜面」に浸透破壊に対する弱点が存在し、豪雨時における貯水位の急上昇がきっかけとなって決壊に至るメカニズムが明らかとなった。

下流法尻に腰石垣が設置されている場合、堤体に浸透破壊が発生して大量の漏水が発生しても、決壊等の大きな事故に至らない場合があることが分かった。一方、腰石垣が設置されていても、その排水性が不十分である場合、腰石垣の上端を出口とするパイピングが発生する可能性があることが分かった。

次に、付帯構造物周りの浸透破壊についての主要な結論を述べる。付帯構造物周りの浸透破壊のメカニズムは、堤体土、基礎地盤およびコンクリートなどの異種材料の境界で発生するため、複数の要因が重なって発生する複雑なものであることが分かった。それらの要因を列記すると以下ようになる。

- ① 底樋周辺の基盤や堤体において、不等沈下や回転変形が発生した場合、底樋にかかる土圧が急激に低下し、堤体土との境界面にハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。また、洪水吐周辺の埋め戻し土に不等沈下や変形が発生した場合にも、ハイドロリックフラクチャリングによる浸透破壊が発生する可能性がある。
- ② 透水性の高い基盤に底樋を直接設置した場合、刃金土に何らかの理由で水みちが発生すると、透水性の高い基盤を通して、貯水の水頭があまり減少することなく下流側に作用し、パイピングやボイリングを発生させる可能性がある。
- ③ 底樋改修時の掘削面が弱点となり、浸透破壊が発生する可能性がある。特に、段切り施工した場合には、鉛直な掘削面が上下流方向に連続して存在するため、締固め時の水平土圧が低下し、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。
- ④ 上流斜面に不透水の斜面保護を施した場合、保護層のない上流斜面下部において、吸出し等による遮水性の低下が発生し、浸透破壊の原因となる可能性がある。

以上のことから、堤体および付帯構造物周りの浸透破壊のメカニズムを、それぞれ Fig.3-57 および Fig.3-58 に示した。また、浸透破壊に対する対策として、腰石垣の設置や上流斜面の保護、漏水対策が有効である可能性があることが分かった。

IV すべり破壊によるため池の崩壊

4.1 概説

豪雨時には、ため池堤体に降雨浸透と貯水位上昇による水圧や浸透が作用し、下流斜面にすべり破壊が発生する場合がある。八木ら(1981)は、降雨による斜面崩壊の主要な原因として、①地下水の上昇による有効応力の低下、②斜面内の体積含水率の増加に伴う自重の増大、③サクシヨンの消失によるせん断強度の低下、を挙げている。ため池においても同様なメカニズムで破壊が発生すると思われるが、自然斜面や鉄道・道路盛土等と大きく異なる点は、ため池が貯水構造物であることから、降雨浸透に加えて貯水位の上昇が同時に堤体に作用することである。

本章では、ため池のすべり破壊事例について調査、分析を行った結果とため池堤体のすべり破壊に関する模型実験を行った結果について述べる。事例分析では、第三章で述べた浸透破壊との複合的なメカニズムですべり破壊が発生している場合があるなど、ため池のすべり破壊で特徴的な破壊形態に着目して分析を行う。ため池堤体のすべり破壊に関する模型実験では、堤体に貯水位上昇を作用させる実験と降雨浸透を作用させる実験を行い、両者の破壊形態の違いや地下水形状の影響、崩壊の規模などについて述べる。最後に、事例分析と模型実験の結果から、豪雨時におけるため池のすべり破壊メカニズムについて考察を行う。

4.2 すべり破壊事例に関する既往の研究レビュー

本節では、降雨時におけるため池堤体のすべり破壊に関して、既往の研究のレビューを行う。地震に関するものと異なり、降雨時におけるため池堤体のすべりについては研究事例が少ない。したがって、ため池と同じく人工的な盛土構造物である河川堤防、鉄道盛土、道路盛土等に関する研究事例も含めてレビューを行う。また、模型実験等によってすべり破壊のメカニズムについて検討した研究については、4.4節で述べる。

藤井ら(1991)は1990年の岡山県の被災事例について、流出解析と飽和不飽和浸透流解析ならびにすべり解析によって、堤体のすべりが発生したかどうかの検討を行っている。この結果、決壊ため池6基のうち、豪雨時のすべり安全率が1.0を下回るものは1基だけで、ほとんどのケースは越流破壊であったとしている。ただし、解析では貯水位の上昇のみを考慮し、降雨浸透による影響については考慮されていない。また、浸透破壊についての検討はされていない。

河川堤防における豪雨災害については、被災の原因のほとんどが越流によるものであり、すべりによる被災事例の報告は少なく、また破壊原因の詳細な記述もほとんどない。山村ら(1972)、久楽ら(1985)は、1956、1958年の阿武隈川、1958年の荒川、1961年の木曾、長良、揖

斐川の災害ですべりによる堤防の崩壊が多数発生したと報告している。これらの堤防の土質は、河川堤防の材料として一般的に用いられる砂質ロームが多く、総雨量が600mmに達するような豪雨の場合、全国どこの堤防でもすべりが発生する可能性があるとして述べている。また、堤防のすべりは高水位となる前に発生していることも多く、降雨浸透の影響が大きいとしている。その上で、施工性について考慮しなければ、降雨の浸透量が少ない粘性土が堤体の材料として望ましいと述べている。佐藤ら(1989)は、1981年に北海道を襲った台風12号による豪雨による石狩川の堤防のすべり破壊について報告している。この災害ではすべりによる被災が越流や浸透破壊と比べて多いと報告している。被災を受けた堤体の半数以上が粘性土の堤体であったとしており、久楽らの考察とは異なった結果となっている。

鉄道盛土における豪雨災害事例は、比較的詳細に報告されているものが多い。1990年に山田線浅岸・区界間に発生した盛土崩壊についての報告(地盤工学会, 1997)によると、崩壊の原因として、災害発生地点には常時から湧水があることや崩壊斜面の透水性が周辺斜面より低かったことが素因となり、降雨浸透によって盛土内の地下水位が大きく上昇したことを挙げている。森野ら(1984)は、1983年に島根県で発生した鉄道盛土の崩壊事例について、排水用の水路トンネルが何らかの原因で閉塞し、盛土背後地盤でダムアップを生じたことが原因であったと報告している。また、渡辺ら(1978)は、1974年に鹿児島県で発生した盛土のすべりについて、盛土背後に設置された排水路の容量不足のために、集水が盛土背後地盤に流入し、盛土内の水位が上昇して崩壊に至ったと報告している。

道路に関しては、鶴飼(1982)が1977～1982年に群馬および新潟県で発生した道路および農地盛土の崩壊について7つの事例を報告している。この中で、農地斜面の排水溝の閉塞や道路側溝の閉塞によって、雨水が集中して斜面を流下したことが崩壊の原因であった事例を報告している。また、石川ら(1986)も、高速道路を横断するボックスカルバート内が閉塞して、盛土斜面を流下したことが原因となった被災事例について報告している。

4.3 すべり破壊を生じた被災ため池の事例

4.3.1 逐次すべりの事例：蚤屋敷中ため池

蚤屋敷中ため池は、山口県むつみ村に位置し、堤高3.8m、堤頂長20mの均一型ため池である。このため池では、1997年の台風19号による豪雨によって、下流斜面にすべりが発生した。Photo 4-1に示すように、天端幅約2mのうち50cmを残した状態で破壊が停止しており、決壊には至っていない。堤体土の物理的特性および締固め度をTable 4-1に示す。堤体土はマサ土であり、土質分類は礫混じり細粒分質砂である。締固め度は約80.5～



Photo 4-1 蚤屋敷中ため池の被災写真（右岸側より撮影）
Nomiyashikinaka dam

Table 4-1 蚤屋敷中ため池堤体土の物性
Soil properties of Nomiyashikinaka dam

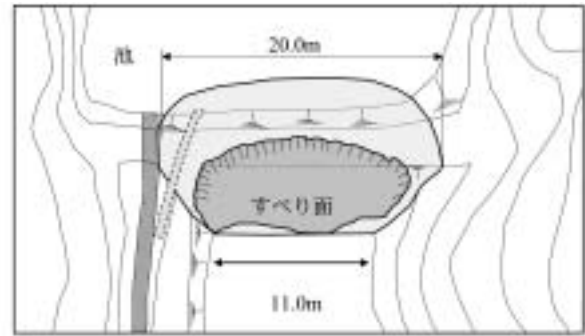
試料採取場所		堤体
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.611
	自然含水比 W_n %	16.8
粒度	礫分 2~75mm %	5.0
	砂分 75 μ m~2mm %	70.0
	シルト分 5~75 μ m %	15.0
	粘土分 5 μ m未満 %	10.0
コンシステンシー特性	液性限界 W_L %	NP
	塑性限界 W_p %	NP
	塑性指数 I_p	NP
分類	分類名	礫混じり細流分質砂
	分類記号	SF-G
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.58
	最適含水比 W_{opt} %	20.8
	締固め度D値 %	80.5~84.0

84.0%であり比較的緩いが、改修されていない堤体としては特に小さい値ではない。すべり面を測量した結果を Fig.4-1 に示す。すべり面形状の観察から、すべり面は二つあり、下流法尻部 (A) が先に崩壊し、その後天端を含めた崩壊 (B) があったものと推定される。

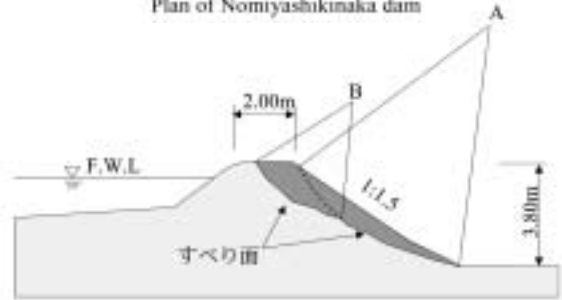
蚤屋敷中ため池の事例では、破壊は法先すべりであり、法先から天端へと複数回にわたって逐次すべりが発生する進行性破壊であることが分かる。

4.3.2 漏水を伴うすべり破壊：銭茂谷内ため池

銭茂谷内ため池は、石川県富来町に位置し、堤高 13m、堤長 36m、貯水量 13,000m³ の礫混じり砂質細粒土の均一型ため池である。このため池は、2002 年 7 月の台風 6 号の豪雨によって下流斜面にすべりが発生した。調査地点近傍のアメダス点における雨量観測結果は第 II 章の Fig.2-14 に示している。被災時の降雨は、時間最大雨量が 30mm、連続雨量が 113mm であり、3 日間の積算雨量は過去 10 年間で最大である。この被災によって、下流に住む 8 世帯 25 人に避難命令が発令されている。被災の経緯と特徴を以下に示す。



(a) 蚤屋敷中ため池平面図
Plan of Nomiyashikinaka dam



(b) 蚤屋敷中ため池横断面図
Cross section of Nomiyashikinaka dam

Fig.4-1 蚤屋敷中ため池の被災状況
Condition of Nomiyashikinaka dam

Fig.4-2 に被災後の堤体の平面図を示す。また、Fig.4-2 に示す A-A' および B-B' の横断面図を Figs.4-3 (a), (b) に示す。Fig.4-2 に示すように、堤体のすべりは右岸側と左岸側の 2 箇所が発生しており、はじめに右岸側、後に左岸側ですべりが発生している。また、Fig.4-3 (a) に示すように、右岸側でのすべりは複数回にわたる逐次破壊である。崩壊発見時にすべりの上端が下流斜面上部にあったのに対し、その後の降雨継続によって最終的に天端中央にまで破壊が到達している。すべりの上端は、ほぼ鉛直に切り立つかあるいは逆勾配になっており、この部分は下流斜面の変形に伴って生じた引張応力に起因する引張破壊が発生したものと推定される。

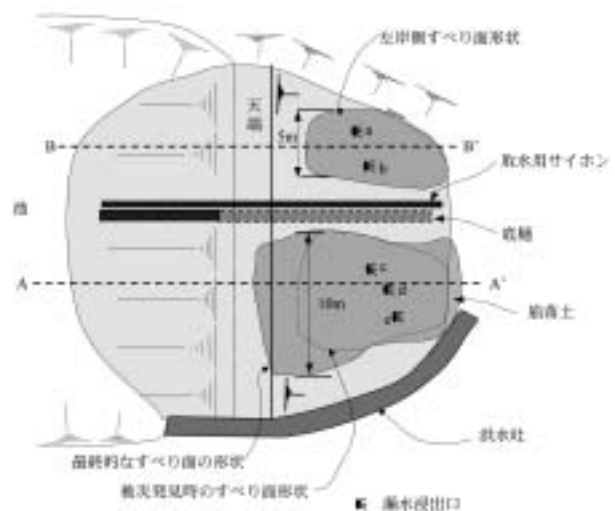


Fig.4-2 銭茂谷内ため池の平面図
Plan of Zenimoyachi dam

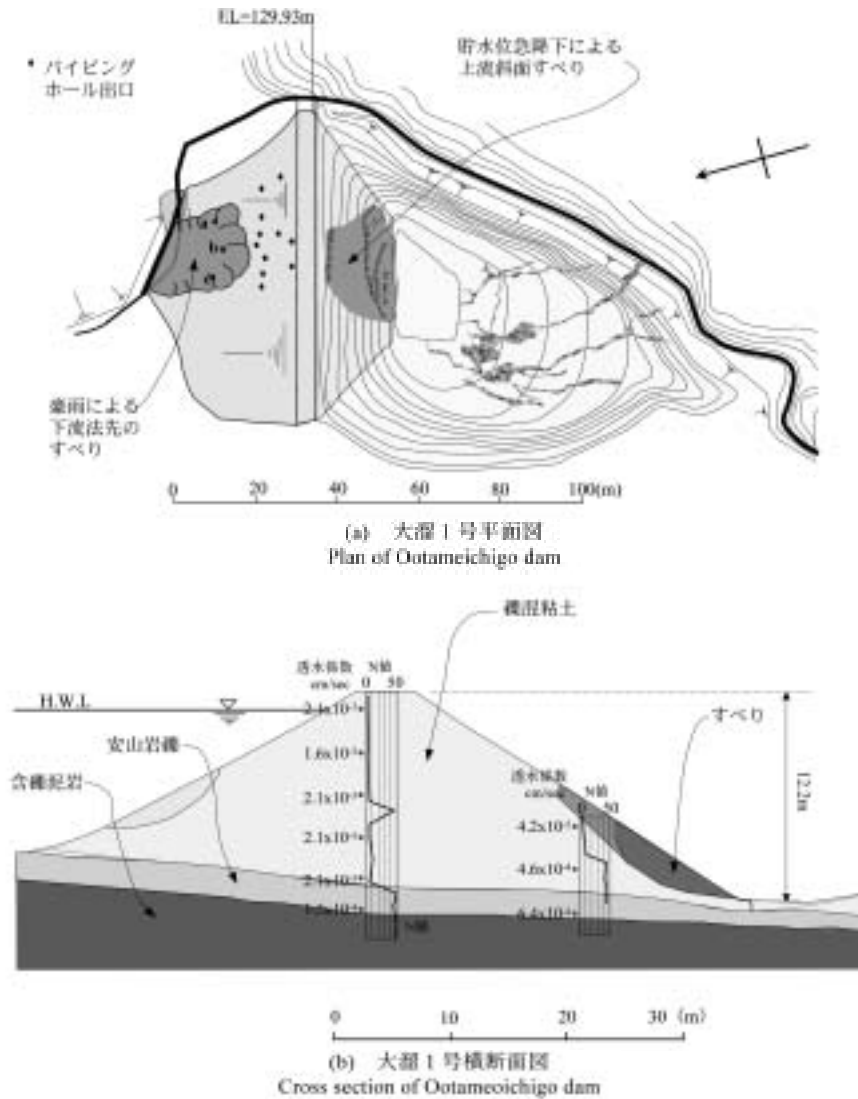


Fig.4-4 大溜1号ため池のすべり面とパイピングホール
Sliding surface and piping halls of Ootameichigo dam

位より約0.40m上(天端より約0.75m下)まで上昇した。この結果、下流法尻から漏水が発生し始め、17日午前6:00下流斜面にすべりが発生した。漏水は、降雨が強くなると、やや濁っていたとの報告もある。

Fig.4-4に大溜1号ため池の、平面図および横断面図を示す。すべりは、下流斜面中段から法尻にかけて、幅約20m、長さ約23mにわたって発生しており。すべりの深さは最も深いところで約2~3mであった。

すべり発生後の調査の結果、すべり面の上部には、Fig.4-4(a)中のa~cと示した3カ所に明瞭なパイピングホールが発見された。また、下流斜面上部にも、パイピングホールの出口らしき穴が複数確認されている。Photo 4-4に点bにおけるパイピングホール出口の写真を示す。b点のパイピングホールから約0.02m³/min、aおよびcのパイピングホールからはそれぞれ約0.005m³/minの漏水が流出していた。ポンプ車等による強制的な貯水の排水を行った結果、これらのパイピングホールからの漏水は、貯水位が設計洪水位から0.3m低下した時点で



Photo 4-4 大溜1号ため池下流斜面のパイピングホール
(日本農業土木総合研究所, 1998)

A piping hall on the downstream slope of Ootameichigo dam

急激に減少し、2.95m低下した時点で完全に停止した。このことから、漏水の浸入口が第3章で述べた「満水位上流斜面」付近にあったと推定される。

Table 4-2に堤体土の特性、一軸圧縮強度および透水係

Table 4-2 大溜1号ため池(1998年)の堤体土の特性
Soil properties of the embankment material of Ootameishigo dam

試料採取場所		堤体
一般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.700
	自然含水比 W_n %	63.8
粒度	礫分 2~75mm %	0.0
	砂分 75 μ m~2mm %	18.0
	シルト分 5~75 μ m %	35.0
	粘土分 5 μ m未満 %	47.0
コンシステンシー特性	液性限界 W_L %	69.7
	塑性限界 W_p %	39.9
	塑性指数 I_p	29.8
分類	分類名	シルト(高液性限界)
	分類記号	(MH)
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.25
	最適含水比 W_{opt} %	39.2
	不攪乱試料の乾燥密度 gf/cm ³	0.99
	締固め度D値 %	79.5
透水係数(攪乱試料) cm/sec		1.9×10^{-6}
一軸圧縮強さ q_u kN/m ²		8.82
一軸圧縮強さ (ρ_{dmax}) q_u kN/m ²		230.3
一軸圧縮強さ ($\rho_{dmax} \times 0.9$) q_u kN/m ²		57.82

数を示す。堤体土は、土質がシルト(MH)であり、最適含水比が39.2%であるのに対し、自然含水比が63.8%と高く、締固めの困難な土である。堤体土の締固め度は79.5%であり、一軸圧縮強度も8.8kN/m²と小さい。また、攪乱試料を、堤体土の密度で締固めた供試体を用いて、変水位透水係数試験を行った結果、得られた透水係数は 1.9×10^{-6} cm/secである。

Fig.4-4(b) にボーリング孔を利用した現場透水試験(地盤工学会基準:JGS1314-1995)から得られた堤体盛土部の透水係数を示す。透水係数は堤体下流で $10^5 \sim 10^4$ cm/secオーダーであり、堤体天端直下で 10^3 cm/secオーダーとなっている。いずれも締め固めた試料の透水係数と比較すると、高い透水係数が得られており、特に天端直下では遮水性が大きく低下していることが分かる。したがって、堤体内部には多くの亀裂や穴がある状

態であることが推定される。大溜1号ため池では、1990年に直径7~9cmのパイピングホールが下流法尻に見えられ、押さえ盛土等によって修復されたとの報告もある。

以上のことから、大溜1号ため池におけるすべりの発生メカニズムは以下のように推定される。前章でも述べたように長期間にわたる運用の間に堤体内部の遮水性が低下し、「満水位上流斜面」から下流法尻にかけてのパイピングホールが発生した。被災時にこのパイピングホールを通して多量の浸透水が下流法尻に供給されたため、下流斜面における安定性が低下してすべりが発生した。また、締固めが困難な土であり、密度が低く強度が小さいことも下流斜面にすべりが発生したことの一つの要因である。大溜1号ため池のケースも、銭茂谷内ため池と同様、浸透破壊からすべり破壊に発展する複合的な原因によって崩壊が発生したことが分かる。

4.3.4 堤体に表面流が作用したすべり破壊：青野堤ため池の事例

青野堤ため池は、新潟県佐和田町に位置し、堤高7.0m、堤頂長60.0m、貯水量18,000m³の均一型堤体である。このため池では、2001年7月の台風7号の接近に伴って活発化した梅雨前線豪雨によって、下流斜面にすべりが発生した。第II章の**Fig.2-13**に被災時の降雨量を示す。被災状況を**Photo 4-5**に示す。この被災によって下流域に住む合計2880名に避難指示が発令された。

Figs.4-5(a), (b)に堤体の平面図、および横断面図を示す。このため池は、1994年に改修されており、このときの改修時に天端に広域林道が設置され、同時に底樋が付け替えられている。旧堤体部は粘性土であり、広域林道を設置した際の腹付け盛土は砂質土である。堤体のすべりは、新しく設置された腹付け盛土部分で発生していた。

堤体は、**Fig.4-5(a)**に示すように天端から法先まで大きな範囲ですべりが発生しているが、決壊を免れている。**Fig.4-5(b)**の横断面図に示すように、すべりの最上端の高さ2.8mがほぼ鉛直に切り立っており、天端幅7.0mのうち3.5mを残して崩壊している。目撃者の証言によると、はじめに天端の林道のアスファルト面にクラックが生じ、その1時間後、堤体の幅約50mの部分が一気に崩落したとのことである。崩落土塊は、下流法尻



Photo 4-5 青野堤ため池の下流斜面すべり(右岸側地山より撮影)
Sliding on the downstream slope of Aonotutumi dam

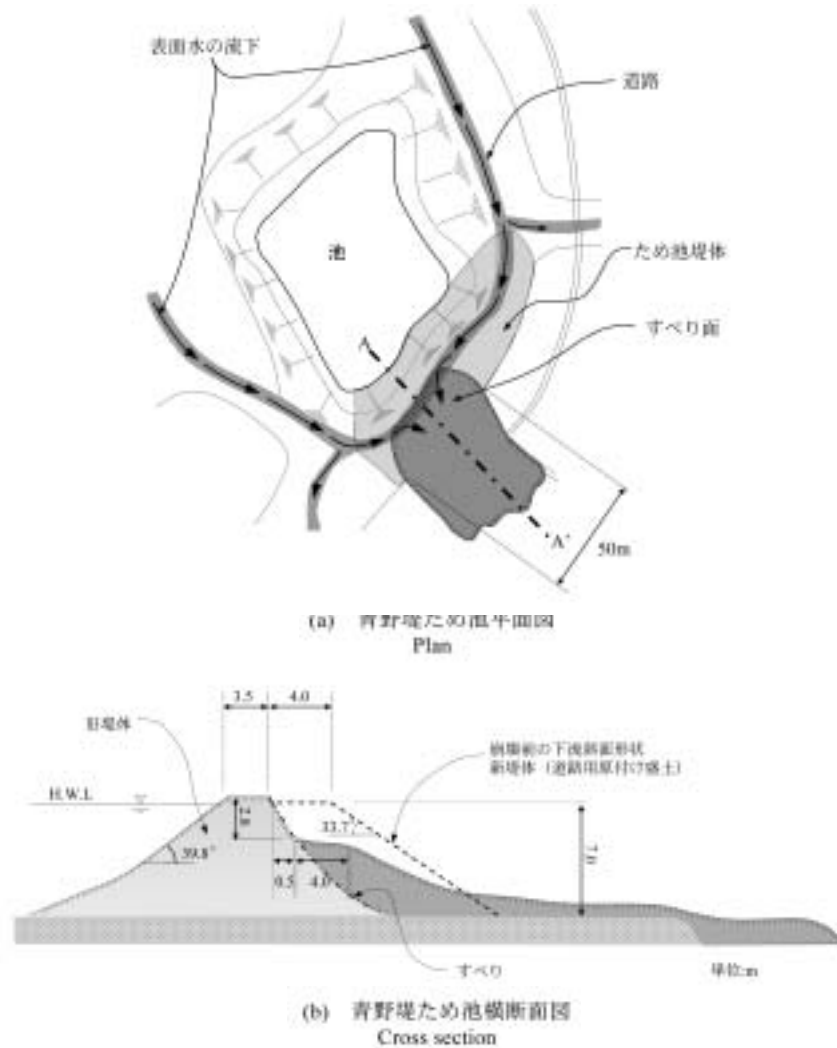


Fig.4-5 青野堤ため池の被害状況
Conditions of damage of Aonotutumi dam

から下流側へ約 20m 流下しており、流動化しながら下降したと思われる。

上述したように、ため池堤体の天端には広域林道が設置されていた。崩壊直後の調査時に、多量の雨水が側溝で十分に排水しきれずに道路表面を流下し、堤体崩落部に流れ込んでいた。崩落部における路面の標高は周辺と比べて最も低く、すべりの発生前にも上流で降った雨水が林道を通じて集水し、堤体下流斜面に流れこんでいたものと推定された。したがって、下流斜面を流下する表面水によって、下流斜面表面から多量の浸透が発生し、堤体内の間隙水圧が上昇したことが、すべり破壊の主要な原因であると推定された。

青野堤では、他の事例で見られるように、下流法尻からの逐次すべりではなく、天端から法尻にかけての大きな部分が流動化しながら一気に崩壊している。斜面表面からの多量の浸透水によって斜面内の飽和度が一気に上昇し、下流斜面の大きな領域で自重の増加と間隙水圧上昇による有効応力低下が発生したことがこのような大きな崩壊を引き起こした原因であると考えられる。

4.3.5 地下水位形状とすべり破壊：大溜 1 号ため池の事例（2002 年）

大溜 1 号ため池は、新潟県上越市に位置し、堤高 12.2m、堤頂長 75m の傾斜コア型堤体である。このため池は、4.3.3 節で述べた 1998 年の被災の後、全面改修されたが、2002 年 11 月 15 日、秋雨前線豪雨によって再び下流斜面にすべりが発生した。Photo 4-6 に被災状況の写真を示す。また、第 II 章の Fig.2-16 に降雨量のデータを示す。降雨は 10 月中旬から 11 月 15 日の被災時まで断続的に降り続け、この間に合計 574.5mm の降雨量を記録している。また、11 月 15 日の 0:00 ~ 16:00 までには 98.5mm 累積雨量が記録されている。被災時には、貯水位は設計洪水水位であったと報告されている。

大溜 1 号ため池の平面図および横断面図を、Figs.4-6 (a), (b) に示す。また、Fig.4-7 に縦断面図を示す。1999 年に実施された改修では、左右岸を若干残して堤体のほとんどが段切りに掘削除去され、新しい材料を用いて前刃金工法で築堤されている。また、下流斜面の法尻には右岸側に新しい腰石垣（擁壁）が設置されており、下流



Photo 4-6 大溜1号の被災状況 (左岸下流側より撮影)
Ootameichigo dam (viewed from downstream)

斜面中央部には管理用の階段が設置されている。腰石垣の裏込めは十分な排水性を持つように、砂利と粗砂を用いて作成されている。築堤材料の特性を Table 4-3 に示す。すべりが発生したさや土材料は、礫混じり粘土質砂であり、2カ所の土取場からの材料を所定の強度が得られるように混合したものである。

すべりの形状は、下流斜面の中段から下段にかけての表層すべりであり、幅が約 12m、上下流方向の長さが約

8m、深さが1~2mであった。4.3.1~4.3.4 に示した事例では、いずれも法先すべりであったのに対し、この事例では浅い斜面内すべりとなっている。この破壊形態について以下に考察する。

Table 4-3 に示す透水係数の値から福田の方法(土地改良技術設計基準「ダム」)を用いて浸潤線を求めた結果を Fig.4-6(b) に示す。ここで、被災前の長雨によって、長期間、設計洪水位近くまで上昇していたと考えられるため、貯水位の条件を設計洪水位として計算を行った。また、下流法尻の腰石垣は十分な排水機能を持っているものとして、裏込材の最上流端を浸出面とした。図に示すように、浸潤線は、腰石垣の影響によって下流斜面法尻で大きく低下しているものの、下流斜面の中段下において斜面表面に近くなっていることが分かる。排水用の腰石垣が設置されているにも関わらず、このような浸潤線形状となった理由として、①刃金土とさや土の間の透水性にあまり差がなく、かつ刃金土の幅が薄いため、刃金土で十分浸潤線を低下できないこと、②下流斜面勾配が大きいことが挙げられる。福田の方法では、降雨による斜面表面からの浸透について考慮されておらず、長雨が続き続いた被災時の浸潤線は、Fig.4-6(b) に示した浸潤線より上昇していた可能性が高い。したがって、被災時に

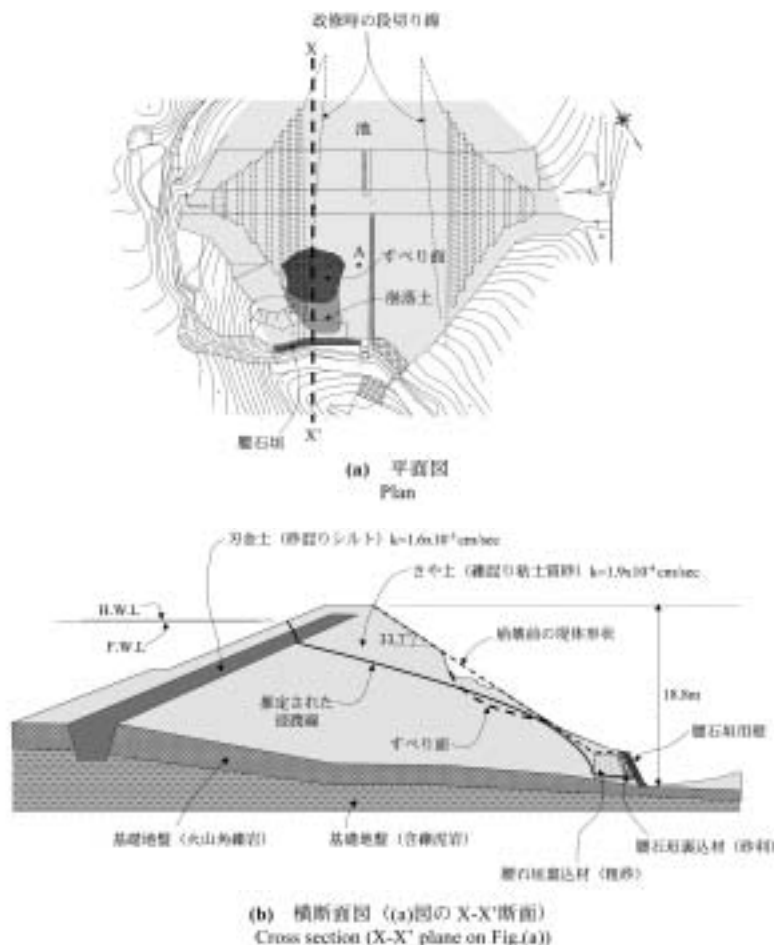


Fig.4-6 大溜1号ため池の被災状況
Conditions of damage of Ootameichigo dam

Table 4-3 大溜1号ため池（2002年）の堤体土の特性
Properties of embankment materials of Ootameichigo dam

試験内容	材 料			
	刃金土	さや土		
一 般	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.729	2.7196	
	自然含水比 W_n %	60.1	24.2	
粒 度	礫 分 2~75mm %	6	12	
	砂 分 75 μ m~2mm %	20	56	
	シルト分 5~75 μ m %	36	15	
	粘土分 5 μ m未満%	38	17	
	均等係数 U_c	—	260.43	
	曲率係数 U'_c	—	4.88	
	最大粒径 mm	9.5	19	
コンシ ステン シー 特性	液性限界 W_L %	74.7	38.8	
	塑性限界 W_p %	41	22.6	
	塑性指数 I_p	33.7	16.2	
分 類	分類名	礫混じり 砂質シルト (高液性限界)	礫混じり 粘土質砂	
	分類記号	(MHS-G)	(SC _s -G)	
一 軸 圧 縮	一軸圧縮強さ (ρ_{dmax}) q_u kN/m ²	220		
	一軸圧縮強さ ($\rho_{dmax} \times 0.9$) q_u kN/m ²	38	62	
三 軸 圧 縮	$\rho_{dmax} \times 0.9$	c' kN/cm ²	8	21
		ϕ' 度	37.9	35
締固め	試験方法	A-c	A-c	
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.135	1.608	
	最適含水比 W_{opt} %	47.3	24.2	
締固めた試料 ($\rho_{dmax} \times 0.9$) の透水係数 K_{15} cm/s		1.6×10^{-5}	1.9×10^{-4}	

は、下流斜面の中段下で浸透水が浸出していた可能性が高く、この浸出点を下端として斜面内すべりが発生したものと推定される。

被災後に現地調査を行い、**Fig.4-6(a)** に示す A 点において、斜面を掘削した結果、斜面表面から深さ約 1m のところに自由水面が観察された。調査時の水位は中間水位であり、調査前日に累積雨量 22mm の降雨があったことから、この自由水面は、降雨浸透によって斜面表層に形成された地下水面であると考えられる。このような降雨時の斜面表層を流れる浸透も、表層崩壊を発生させた一つの要因であると考えられる。

Fig.4-7 に改修時における左右岸の掘削線を示す。また、**Fig.4-6(a)** に点線で段切りの掘削線を示す。これらの図より、すべり面は、右岸側の掘削面に沿って発生していることが分かる。右岸側に残存している旧堤体土は、締固めた状態で 10^{-7} cm/sec オーダーの透水係数を持つ細粒土であり、新たに築造した部分の透水係数が 10^{-4} cm/sec オーダーと大きく異なっていることから、開削面が不透水面となっていた可能性が高い。また、開削面は急勾配であるため、締固め時において十分な水平土圧が作用していなかった可能性もある。明確なことはい

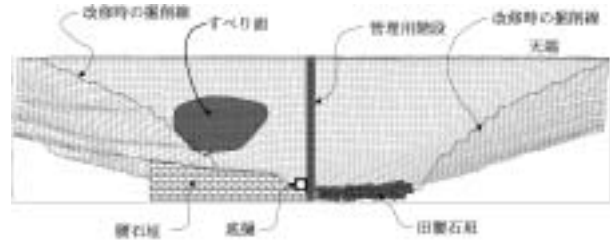


Fig.4-7 大溜1号の縦断面図（下流側からの投影面）
Longitudinal section of Ootameichigo dam

えないが、開削面近傍で、応力状態や浸透の境界面が存在し、すべりを誘発した可能性も否定できない。

以上をまとめると、大溜1号ため池におけるすべり破壊のメカニズムは以下のように考えられる。堤体の構造および下流法尻の腰石垣ドレーンの影響により、下流斜面中段下において浸潤線が常時から斜面表面に近い形状となっていた。秋雨前線による長雨によって、長期間高い貯水位が維持されるとともに、天端および下流斜面への降雨浸透によって下流斜面中段に浸透水が浸出し、この浸出点を下端とする斜面内すべり破壊が発生したものと推定される。また、すべりが発生した理由として、改修時における開削面の影響も可能性として考えられる。

4.3.6 すべり破壊が発生した事例のまとめ

以上述べたすべり破壊事例で推定された破壊原因をまとめると以下ようになる。

- 1) ため池におけるすべり破壊の形態は、多くのケースで法先すべりである。しかし、大溜1号ため池(2002)のように、浸潤線が下流斜面の途中に近接する場合には、斜面内すべりが発生する場合がある。
- 2) 大溜1号ため池(2002)のすべりの原因として、①浸潤線が下流斜面に近接していたこと、②降雨浸透によって斜面表層を流れる地下水が発生していたこと、③改修時の開削面の影響、などが考えられる。浸潤線が下流斜面途中で近接した原因は、腰石垣の影響や刃金土とさや土の透水性にあまり差がないこと、下流斜面勾配が大きいことが挙げられる。
- 3) 調査を行った被災ため池のうち多くの事例で、すべりは法先から法肩に向かっての逐次すべりであった。一方、青野堤ため池のように堤体下流斜面を表面水が流下したケースでは逐次すべりではなく、大きなすべりが生じている。ただし、一回のすべりの規模は、堤体土の強度や堤体形状にも関係していると考えられる。
- 4) 銭茂谷内ため池や大溜1号ため池(1998)のように、浸透破壊からすべり破壊に発展するケースがあり、ため池においてはこのような複合的なメカニズムですべり破壊が発生する場合があることが分かった。また、これらのケースでは常時から漏水が発生しており、大溜1号ため池(1998)では第3章で述べた堤体土の遮水性の低下が発生していた。

4.4 すべり破壊に関する実験的検討

4.4.1 実験の目的と概要

上述した事例で、下流斜面を表面流が流下した青野堤ため池以外の事例では、すべり破壊の形態は逐次すべりであった。すなわち、浸透水の浸出点（多くは下流斜面法先）において小さなすべりが発生し、順次上流側へとすべりが発生して崩壊が進展するという破壊形態である。これらのため池では、初期段階のすべりの発生後、貯水位低下の処置が取られたため、破壊の進行が停止した。しかし、このような処置が遅れた場合、破壊が天端まで進行して、下流に多大な被害を及ぼす決壊事故につながった危険性は大きい。

ため池の豪雨災害において、すべりが発生するかどうかという安定性の検討は勿論であるが、ため池が貯水構造物であることから、すべりが発生した場合に、そのすべりが堤体全体の決壊に至るものかどうか、いかえれば貯水が下流に流出するかどうかという検討が重要である。すなわち、逐次すべりが発生しているため池現場で、破壊がどのような間隔でどの程度の規模で進行するか、破壊が天端まで進行するかどうか、応急対策の方法や下流域の住民避難の必要性に大きく関わってくる。

本節では、すべり破壊に関する模型実験を行い、ため池堤体の逐次すべりの進行過程について検討を行った結果について述べる。ため池が貯水構造物であることから、降雨は堤体天端および下流斜面への降雨浸透と貯水位上昇の二つの作用を堤体に及ぼす。したがって、本実験では、模型堤体に貯水による浸透を作用させる実験と降雨を作用させる実験を行い、破壊の進行について検討した。具体的には、以下の項目について検討を行った。

- ① ため池は一般的に築造年代が古く、堤体は密度の低い砂質土のものが多く、そこで、密度の異なる砂材料の力学的特性を要素実験によって明らかにした後、緩詰め堤体と密詰め堤体に貯水位上昇による浸透を作用させて、堤体の崩壊形態の違いについて検討した。
- ② 貯水位上昇と降雨浸透を堤体に作用させる実験を行い、これらの影響が堤体の崩壊の進行に与える影響について検討した。
- ③ 降雨強度の強さが堤体内の浸透現象と逐次すべりによる崩壊の進行に与える影響について検討した。

4.4.2 既往の文献レビュー

降雨時の斜面の安定性について模型実験によって検討した研究事例は多い。以下にその代表的なものをレビューする。

久楽ら（1982）は、高さ4mの実物大の砂質土斜面に降雨を作用させて崩壊させる模型実験を行っている。そ

の結果、降雨開始とともに、斜面表面の飽和度が上昇し、次第に内部へと進行していくが、中心部では飽和度が容易に上昇しないと報告している。また、連続降雨が100mmを越えると、まず法尻部に自由水面が生じ、斜面中央部に進行していくと述べている。この結果、斜面および法肩に亀裂が生じ、斜面崩壊に至る結果を報告している。

八木ら（1983）は、豊浦砂、マサ土、川砂を用いて作成した高さ80cmの模型に降雨を作用させ、崩壊までの斜面内の間隙水圧を詳細に測定している。この実験では二つの破壊形態が観察されている。一つは、透水性の高い緩斜面において、浸潤前線が斜面表面と平行に下降して不透水層に達し、法先に大きな間隙水圧が発生することによって、法先から法肩に向かっての逐次破壊が発生する場合である。もう一つは、透水性が低く乾燥した急斜面に強い降雨を作用させた場合で、浸潤前線が不透水層に達する前に間隙空気圧が上昇して、斜面全体に大きな破壊が生じるとしている。八木らは、これらの実験結果から、下流法先における「上向き浸透流」（斜面における水の浸出）と間隙空気圧の発生が斜面崩壊の大きな要因になると述べている。

垣尾ら（1991）、村石ら（1991）は、稲荷砂を用いて高さ50～100cmの斜面模型に降雨を作用させる実験を行い、盛土高さ、斜面勾配、降雨強度、表面被覆などの条件をパラメトリックに変えてその影響を調べている。これらの実験では、浸潤前線が斜面表面とほぼ平行に進み、法先で地下水水面が形成され、地下水水面の上昇とともに法先から法肩への逐次破壊が発生するという結果が得られている。この結果は、八木らが行った透水性の高い斜面における実験と同様な結果である。また、天端を被覆して降雨浸透を抑制すると、降雨に対する抵抗性が大きく向上するとしている。

東畑（2001）は、砂を用いて高さ80cmの斜面を作成し、貯水と降雨によって浸透を発生させ、斜面を崩壊させる実験を行っている。この実験の結果、貯水による場合も降雨による場合も、地下水水面と地表面が最も近づいた場所から崩壊が発生し始めるという結果を得ている。また、サクシヨンの消失は斜面が崩壊する直接的な原因ではないとしている。

廣岡ら（1999）は、遠心場において、斜面の降雨実験を行っており、法先ドレーンを施した場合、より高い浸潤線で崩壊が発生し、深いすべり面を形成するという結果を得ている。

4.4.3 実験の概要と実験ケース

上述したように、降雨浸透や貯水位上昇による浸透によって、ため池堤体が不安定化してすべり破壊に至るメカニズムを明らかにするために、模型実験による検討を行った。大型土槽を用いてため池の模型を作成し、貯水や降雨による浸透を作用させて、崩壊に至るまでの間隙水圧および変形について計測を行った。模型実験は、密

Table 4-4 模型実験のケース
Test cases

実験ケース	堤 体	斜面部の密度 (g/cm ³)	基礎の密度 (g/cm ³)	浸透条件
Case 1	緩詰め・半断面	1.41	1.52	段階的な貯水位上昇
Case 2	密詰め・全断面	1.52	1.52	段階的な貯水位上昇
Case 3	密詰め・全断面	1.52	1.52	貯水後、段階的な降雨量上昇
Case 4	密詰め・全断面	1.52	1.52	貯水後、急激な降雨

度および浸透の状態を変えた4ケースを行った。Table 4-4にそれぞれのケースの実験条件を示す。また、それぞれの概要を以下に示す。

Case 1：ため池に多く見られる緩い砂質土堤体のすべり破壊のメカニズムについて検討するために、密度1.41g/cm³の緩詰め模型堤体に、段階的な貯水位上昇によって浸透を作用させる実験を行った。

Case 2：締固め度が比較的高い堤体に貯水からの浸透が作用するときのすべり破壊のメカニズムについて検討するために、密度1.52g/cm³の密詰め堤体に、段階的な貯水位上昇による浸透を作用させる実験を行った。Case 1の結果と比較を行い、下流斜面の安定性に与える密度の影響について検討を行った。

Case 3：降雨による斜面表面からの浸透が堤体下流斜面の安定性に与える影響を調べるために、密度1.52g/cm³の密詰め堤体に降雨を作用させる実験を行い、Case 2の結果との比較を行った。降雨量は少ない降雨量から段階的に上昇

させた。

Case 4：強い強度の降雨がため池堤体に作用するとき、下流斜面の安定性低下について調べるために、密度1.52g/cm³の密詰め堤体に降雨量200mm/hourの降雨を一気に作用させる実験を行った。

4.4.4 実験材料および要素試験

模型実験に使用した材料は茨城県産の霞ヶ浦砂である。Table 4-5に霞ヶ浦砂の物理化学的性質、Fig.4-8に粒度分布を示す。また、安中ら(2003)によると霞ヶ浦砂の水浸入圧(乾燥砂に水が浸入するための限界の水圧)、空気浸入圧(飽和砂に空気が浸入するための限界の空気圧)はともに約-3kPaである。模型実験において、貯水や降雨による浸透によって模型内部の地盤は不飽和状態から飽和状態へと移行するため、その力学的特性が大きく変化する。したがって、浸水するときの緩詰めおよび密詰め試料における基本的な力学特性を調べるために、圧縮試験と一面せん断試験を行った。

(1) 圧縮試験

圧縮試験は、霞ヶ浦砂の飽和・不飽和状態での圧縮性および浸水時の飽和コラプスによる体積変化挙動を調べるために実施した。飽和コラプスとは、不飽和土が浸水したときに比較的大きな圧縮挙動を示す現象である。試験方法は以下の通りである。Fig.4-9に示すような直径10cm、高さ5cmのモールド内に、所定の密度および飽和度となるように、一層1cmの突き固めによって霞ヶ浦砂の供試体を作成した。この供試体上端から荷重を段階的

Table 4-5 霞ヶ浦砂の物理特性
Properties of Kasumigaura sand

名 称		霞ヶ浦砂
分 類		砂
粒度特性	最大粒径 (mm)	4.75
	礫 分 2 ~ 75mm (%)	1.9
	砂 分 75 μ m ~ 2mm (%)	94.3
	シルト分 5 ~ 75 μ m (%)	2
	粘土分 5 μ m 未満 (%)	1.8
	均等係数 U_c	2.49
土粒子の密度 G_s (g/cm ³)		2.715
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.587
	最適含水比 W_{opt} (%)	18.55
最大最小	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.669
	最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.387

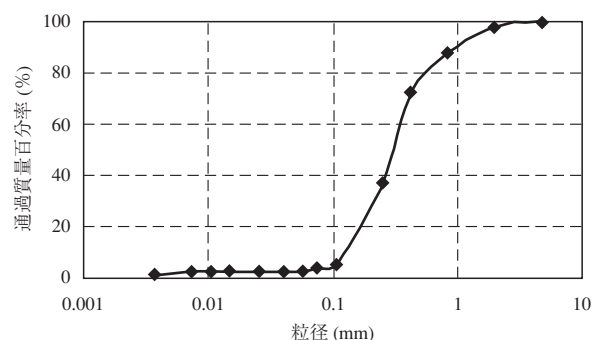


Fig.4-8 霞ヶ浦砂の粒度分布
Grain size distribution curve of Kasumigaura sand

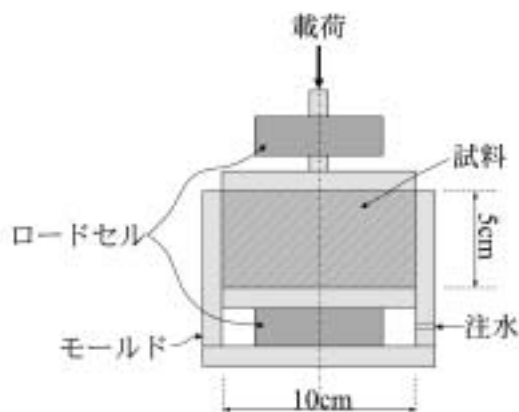


Fig.4-9 圧縮試験器
Apparatus for compression tests

に変えて圧縮したときの垂直応力と変位量を測定した。飽和度は全てのケースで20%とし、初期密度1.41, 1.46, 1.52 g/cm³の3ケースについて実験を行った。垂直応力は、モールド側壁のフリクションを考慮し、供試体の上下に設置されたロードセルから得られた荷重の平均値を供試体断面積で除して求めた。また、载荷の途中、垂直応力が18kPaの時点で供試体下部より浸水し、飽和コラプスによる体積圧縮量を測定した。18kPaとは、次節で述べる模型実験における模型底部付近の鉛直応力である。

試験結果を Fig.4-10 に示す。密度 1.41 g/cm³ の緩詰め試料では、①浸水させるまでの不飽和状態では弾性的な圧縮特性を示す、②浸水によって大きな体積圧縮挙動を示す、③飽和状態では塑性的な圧縮挙動を示す、ことが分かる。一方、密度 1.52g/cm³ の密詰め試料では、①浸水させるまでの不飽和状態、浸水後の飽和状態で共に弾性的な圧縮挙動を示す、②浸水による飽和コラプスはほとんど発生しない、ことが分かる。密度 1.46 g/cm³ では、密度 1.41g/cm³ の挙動と同じ挙動を示したが、浸水による体積圧縮量、浸水後の塑性変形量が 1.41 g/cm³ の供試体と比べ、やや小さくなった。向後 (1997) は、このような不飽和土の体積圧縮挙動を次のように説明している。すなわち、不飽和土では、サクシジョンの効果によって、圧密降伏応力が増大するため、飽和状態より弾性的な圧縮挙動を示す。飽和コラプスによる体積圧縮は、浸水によるサクシジョンの消失によって降伏応力が減少するためによって引き起こされる、と述べている。Fig.4-10 に示す体積変化挙動は、向後が述べている不飽和土の挙動と合致していることが分かる。次節から述べる模型実験では、浸水によって飽和コラプスが発生する 1.41g/cm³ と飽和コラプスが発生しない 1.52g/cm³ の二種類の密度で実験を行った。

(2) 一面せん断試験

霞ヶ浦砂の緩詰めおよび密詰めの飽和試料、不飽和試料を用いて、一面せん断試験を行った。15 × 15 × 6(H) cm のせん断箱を用い、緩詰めの試験では垂直応力 2.0、

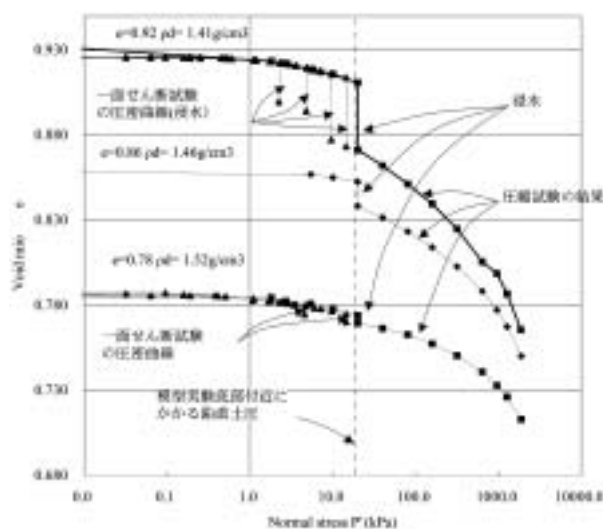


Fig.4-10 圧縮試験の結果
Results of compression tests

5.0, 10.0kPa, 密詰めの試験では垂直応力 5.0, 10.0, 15.0kPa の定応力状態でせん断を行った。緩詰めの試験では、密度 1.41 g/cm³, 含水比 6.8%, 密詰めの試験では密度 1.52 g/cm³, 含水比 3.5% となるように突き固めによって供試体を作成した。不飽和試料の試験では、試料作成後、所定の垂直応力まで圧密した後、そのまません断を行った。また、飽和試料の試験では、不飽和状態で所定の垂直応力まで圧密を行い、浸水を行った後にせん断を行った。

試験結果を Figs.4-11 ~ 4-14 に示す。初期密度 1.41 g/cm³ の不飽和試料では、Fig.4-11 に示すように、いずれの拘束圧でも応力～ひずみ関係は若干の軟化挙動を示した。また、体積ひずみ～せん断ひずみ関係を見ると、ひずみの増加に伴い体積膨張 (ダイレタンス) を生じていることが分かる。これに対し、初期密度 1.41 g/cm³ の飽和試料では、Fig.4-12 に示すように、応力～ひずみ関係は硬化挙動を示した。体積ひずみ～せん断ひずみ関係では、体積収縮を示している。また、せん断初期の応力～ひずみ曲線のせん断初期の傾きは、不飽和試料より飽和試料の方が緩やかであり、浸水によってせん断剛性が低下していることが分かる。したがって、初期密度 1.41 g/cm³ の試料では、不飽和試料で弾性的、飽和試料で塑性的な挙動を示し、浸水によってせん断特性が大きく変化していることが分かる。

一方、初期密度 1.52 g/cm³ では、Fig.4-13 および Fig.4-14 に示すように、不飽和試料と飽和試料で、ピーク強度や体積膨張量は大きく異なるものの、いずれの場合も応力～ひずみ関係は軟化挙動を示し、せん断中の体積変化は体積膨張 (ダイレタンス) を示した。したがって、初期密度 1.52 g/cm³ では、浸水によって強度は大きく低下するものの、応力～ひずみ関係や体積変化挙動の特性には大きな変化がないことが分かる。

Fig.4-15 に一面せん断試験から得られたクーロンの破

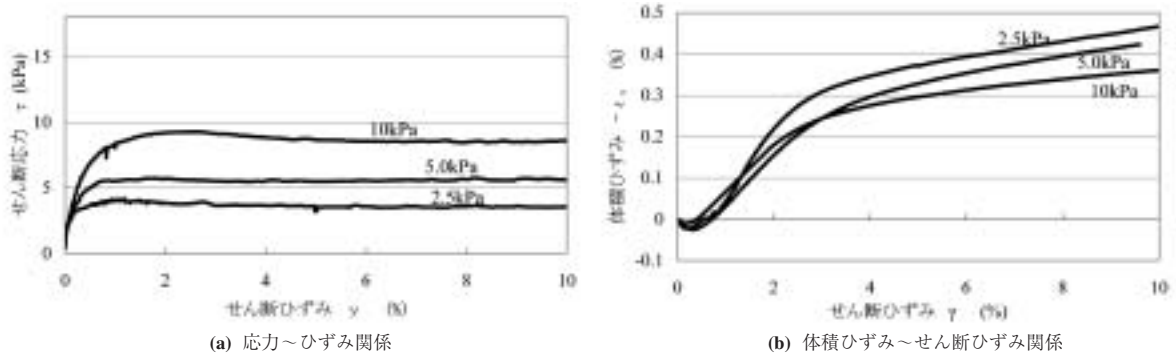


Fig.4-11 密度 1.41g/cm³ の不飽和試料に対する一面せん断試験結果
Results of direct shear tests for unsaturated Kasumigaura sand with dry density 1.41 g/cm³

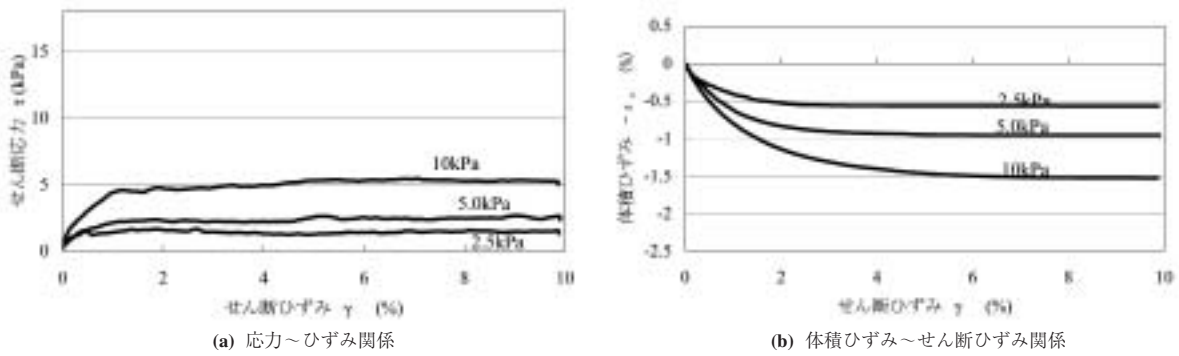


Fig.4-12 密度 1.41g/cm³ の飽和試料に対する一面せん断試験結果
Results of direct shear tests for saturated Kasumigaura sand with dry density 1.41 g/cm³

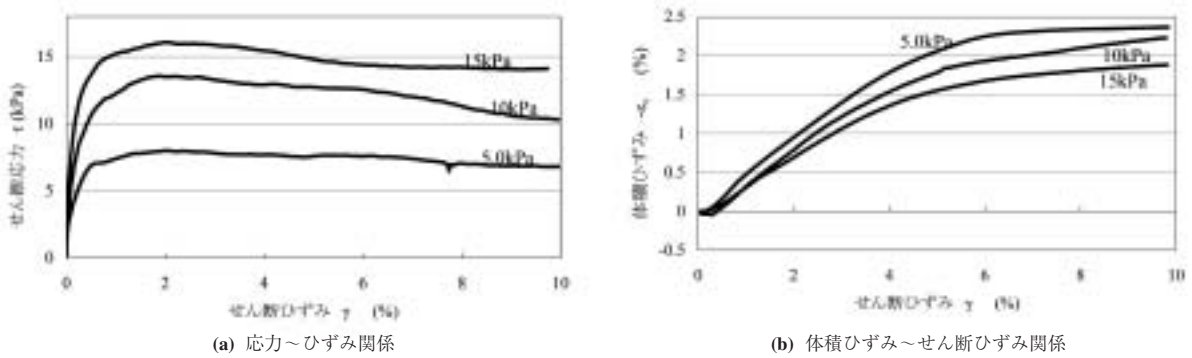


Fig.4-13 密度 1.52g/cm³ の不飽和試料に対する一面せん断試験結果
Results of direct shear tests for unsaturated Kasumigaura sand with dry density 1.52 g/cm³

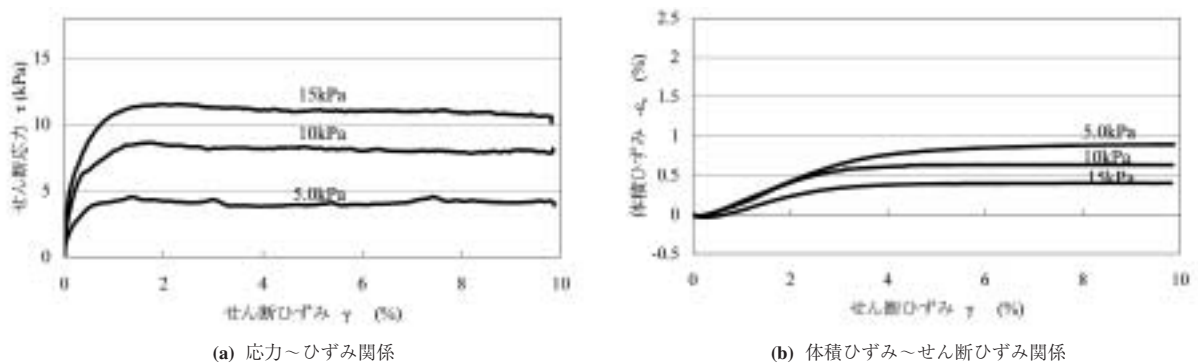


Fig.4-14 密度 1.52g/cm³ の飽和試料に対する一面せん断試験結果
Results of direct shear tests for saturated Kasumigaura sand with dry density 1.52 g/cm³

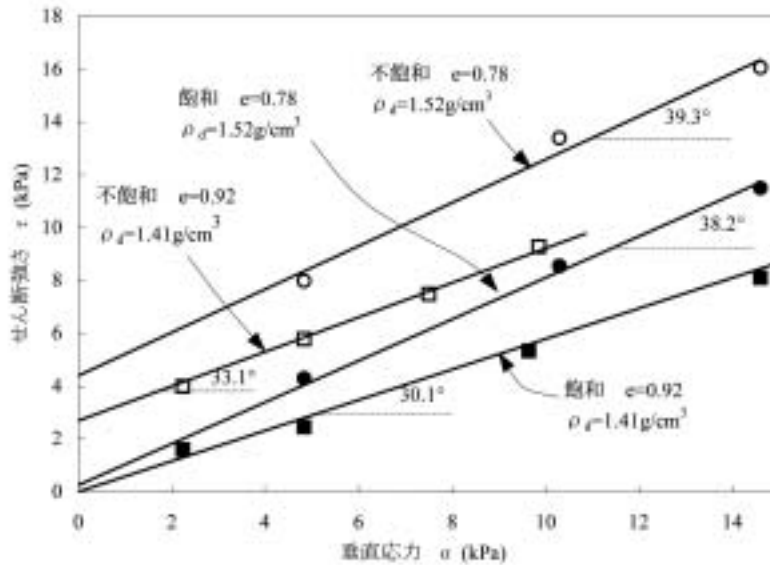


Fig.4-15 霞ヶ浦砂のクーロンの破壊線
Coulomb's failure lines for Kasumigaura sand

壊線を示す。初期密度 1.41 g/cm³ では、飽和状態でφ=30.1°, c=0.0kPa, 不飽和状態でφ=33.1°, c=2.7 kPa, 密度 1.52 g/cm³ では、飽和状態でφ=38.2°, c=0.25 kPa, 不飽和状態でφ=39.3°, c=4.4 kPa となった。初期密度 1.41 g/cm³, 1.52 g/cm³ とともに、不飽和状態から飽和状態に移行した結果、内部摩擦角が僅かに減少するとともに、見かけの粘着力が大きく減少することが分かる。

(3) 要素実験のまとめ

密度 1.41 g/cm³ の緩詰め試料は、次節に述べる模型実験の応力レベルにおいて、浸水による不飽和状態から飽和状態への移行によって、飽和コラプスによる大きな体積圧縮が生じることが分かった。また、不飽和状態では弾性的なせん断挙動、不飽和状態では塑性的なせん断挙動を示すことが分かった。

一方、密度 1.52 g/cm³ では、模型実験の応力レベルにおいて、飽和コラプスによる体積圧縮はほとんど発生せず、不飽和状態、飽和状態ともに、弾性的なせん断挙動を示すことが分かった。

また、密度 1.41 g/cm³, 1.52 g/cm³ とともに、不飽和状態から飽和状態に移行することによって、内部摩擦角が僅かに減少するとともに、見かけの粘着力が比較的大きく減少することが分かった。

4.4.5 緩詰め堤体の貯水による浸透実験

(1) 実験方法

Case1 では、貯水からの浸透による変形、破壊挙動を調べるために、密度 1.41g/cm³ の緩詰め模型堤体を作成し、貯水による浸透を作用させる試験を行った。Fig.4-16 に実験に用いた模型の形状を示す。模型の奥行きは 150cm である。底面から 20cm の部分は霞ヶ浦砂を良く締め固めて基盤とし、その上に同じく霞ヶ浦砂を用いて緩詰め斜面を作成した。緩詰め斜面部の高さは

80cm, 斜面勾配は 45° である。土槽側面にはフリクションを軽減するためにメンブレンを張るとともに、止水性を高めるためにグリスを塗布した。斜面部は含水比 6.8%, 乾燥密度 1.41g/cm³ となるように、一層の仕上がり厚 5cm として計 16 層でバイブレーターを用いて締め固めた。また下流法尻には浸食防止用のドレーンを設置している。

Fig.4-16 に示す PS1 ~ PS8 にテンシオメータ, DH1 ~ DH4 に水平方向の変位計, DV1 ~ DV5 に鉛直方向の変位計を設置し、模型内の間隙水圧と模型の表面変位を計測した。テンシオメータは、模型中央に設置したセラミックカップと土槽外側面に設置した水圧計を内径 1mm のチューブでつないだ構造となっており、真空下において内部を脱気水で充填して飽和することによって、約-90kPa の負圧から正圧までの間隙水圧を測定できるよ

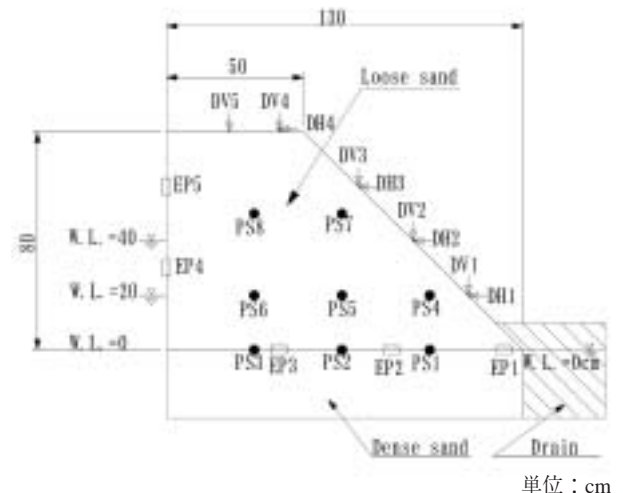


Fig.4-16 模型形状およびセンサー配置
Shape of test model and distributions of sensors

うになっている。また、模型内には、実験終了後、模型内部のすべり線の位置をスケッチするため、高さ10cmごとに色砂を設置した。

実験手順は以下の通りである。はじめに、下流側の水位を0cmとして、上流側の水位を20cmまで一気に上昇させる。定常状態まで放置した後、下流側の水位を0cmに保ったまま、上流側水位を40cmに上昇させた。ここで、水位とは、基盤面（緩詰砂と密詰砂の境界面）から水面までの距離である。Fig.4-17に実験中の上流側水位の経時変化を示す。実験中、模型内の間隙水圧、水分量および変形量を測定するとともに、模型表面の変状の観察を行った。

(2) 実験結果

Fig.4-18に模型内の間隙水圧の変化を示す。また、Fig.4-19およびFig.4-20に模型表面の水平変位、鉛直変位の変化を示す。またFigs.4-17～4-20中に点線で示している(a)初期状態、(b)水位上昇開始15分後、(c)200分後、(d)1000分後、(e)1200分後、(f)1230分後の時点での間隙水圧分布と変位をFigs.4-21(a)～(f)に示す。Fig.4-21においてある点の変位量を表す矢印線は大きさを20倍としたベクトルで示している。

はじめに、間隙水圧の変化について述べる。Fig.4-21(a)は、初期状態であり、模型を作成して約12時間経過後のサクシオン分布である。上流側水位を20cmに上昇させると、Fig.4-18に示すように、PS1～3およびPS5、PS6のサクシオンが消失し、正圧へと転じていることが分かる。また、PS4は約2kPa上昇するが、PS7およびPS8については、1100時間経過した後もほとんど変化がなかった。水位20cmの定常状態では、Fig.4-21(d)に示すような間隙水圧分布となった。水位を40cmに上昇させると、PS7以外の間隙水圧が上昇して、Fig.4-21(e)に示すように下流斜面の法尻に水が浸出した。

次に、変形と崩壊について述べる。上流側水位を20cmに上昇させた直後、Figs.4-19、4-20に示すように、天端、法肩の鉛直変位DV5、DV4が大きな沈下を示すと同時に、水平変位DH3、DH4が上流方向への変形を示した。この現象を、Fig.4-21(b)のベクトル図で見ると、天端および法肩が浸透領域に向かって変形していることが分かる。更に浸透が進むと、下流斜面の水平変位DH1、DH2が下流方向への変位を示している。この結果、Fig.4-21(c)に示すように、法肩を境として天端は上流方向へ、下流斜面は下流方向へと逆方向の変形が生じていることが分かる。このような変形の結果、貯水位20cmで浸透を開始して約1000分経過した後に、Fig.4-21(d)に示すように、天端法肩寄りにヘアークラック(crack1)が確認された。

更に、上流側水位を40cmに上昇させると、Figs.4-21(e)に示すように、堤体全体が大きく沈下を始めると同時に、下流斜面全体が下流方向へと変形した。特に、法先に水の浸出が確認された後、Fig.4-21(f)に示すよう

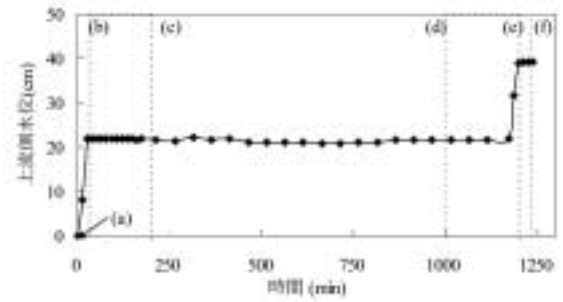


Fig.4-17 上流側水位の時間変化
Change of the upstream water level

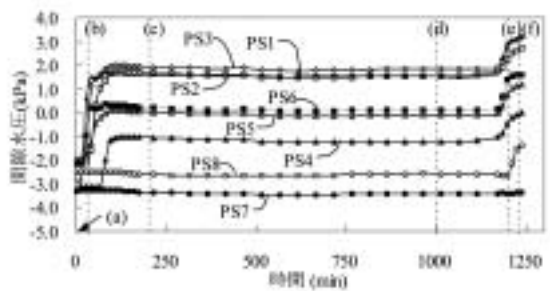


Fig.4-18 間隙水圧の変化
Change of pore pressures

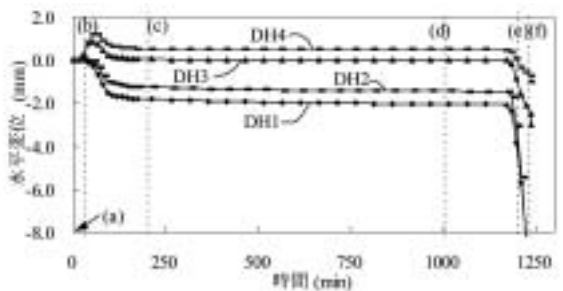


Fig.4-19 水平変位の変化（上流方向の変位が正）
Change of horizontal displacements

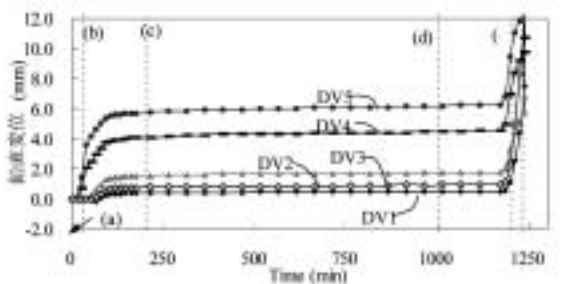


Fig.4-20 鉛直変位の変化（沈下が正）
Change of vertical displacements

に、下流法先が下流方向へ著しく変形した。この結果、Fig.4-21(e)、(f)に示すように、下流斜面上段に2本目(crack2)、中段に3本目のクラック(crack3)が生じた。クラックは引張によるものであり、時間の経過とともに開口幅が拡大した。試験開始後1236分後、下流法尻部分

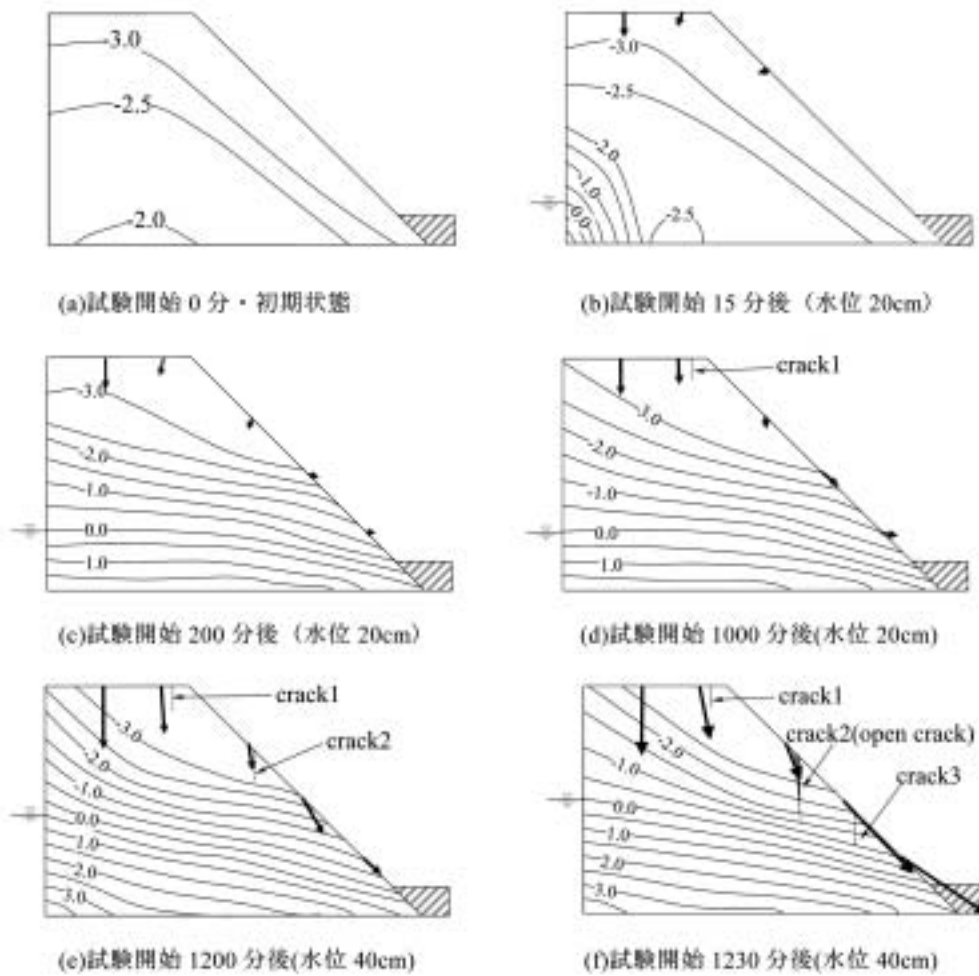


Fig.4-21 模型斜面の間隙水圧・サクシヨンの分布と変位
Distributions of pore pressures and deformations

単位：kPa

の変形が進行し、Fig.4-22の断面図に示すように crack2 から法先にかけてのすべり崩壊が発生した。

4.4.6 緩詰め堤体の実験結果の考察

4.4.4 節の要素試験の結果で述べたように、Case 1 で用いた密度 1.41g/cm³ の霞ヶ浦砂は、この模型実験の応力レベルにおいて、浸水に伴い、飽和コラプスによる体積圧縮が生じるとともに、弾性的なせん断挙動から塑性的なせん断挙動に変化する材料である。Case1 では、貯水による浸透によって堤体全体が大きく変形し、引張クラックを伴った大きな崩壊が発生した。以下に、この崩

壊メカニズムについて考察する。

貯水開始後、Fig.4-21 (b) に示すように、天端と法肩に大きな沈下と上流方向への変形が発生した。この現象は以下のように説明できる。貯水開始直後は堤体の上流側下部から浸水する。このため、浸水に伴う飽和コラプスの発生によって上流側下部から体積圧縮が生じ、Fig.4-23 の A の矢印に示すように、堤体上部で浸水した

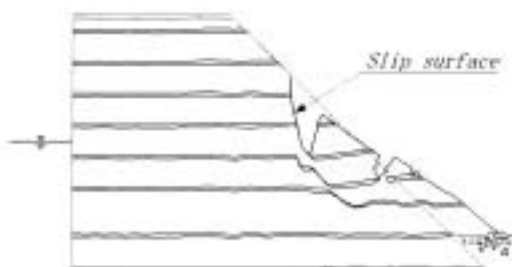


Fig.4-22 崩壊後の模型断面の形状
Shape of the model after failure

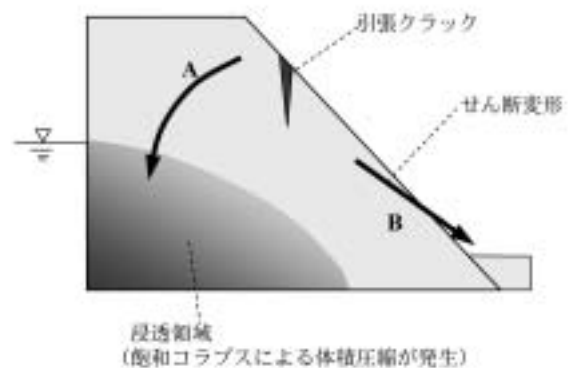


Fig.4-23 緩詰め堤体の模型実験における変形挙動
Deformation of the loose embankment model

領域に向かって傾くような変形が生じたものと考えられる。

次に、**Fig.4-21(c)** に示すように、浸透が進み、法肩を境として天端が上流側へ、下流斜面が下流側へと変形した現象について述べる。下流法先には初期的なせん断応力が作用していることから、サクシヨンの消失によるせん断剛性とせん断強度の低下によってせん断変形が発生する。その結果、**Fig.4-23** のBの矢印に示すように、下流斜面全体に下流法先に向かう方向の変形が発生したものと考えられる。一方、天端・法肩には、上流側の飽和コラプスによって上流方向への変形が発生しているため、法肩を境として上流側の水平変位が上流方向へ、下流斜面の水平変位が下流方向へと変形する結果になったのだと考えられる。更に浸透が進むと、下流法先では正の間隙水圧の発生によって有効応力が低下し、せん断変形が一気に進んで、大きな崩壊に至ったものと考えられる。

上述したような法肩を境とする逆方向の水平変位の発生によって、**Fig.4-23** に示すように引張クラックが発生し、このクラックを上端としてすべりが発生した。引張クラックが発生した面ではせん断抵抗力が0となる。このことも、斜面全体に大きなすべりが発生した原因の一つであると考えられる。

4.4.7 密詰め堤体の貯水による浸透実験

(1) 実験方法

作成した模型の形状を **Fig.4-24** に、センサーの配置図を **Fig.4-25** に示す。模型形状およびセンサーの配置は後述する Case2～4 で同じである。斜面の高さは85cm、下流斜面勾配は40°、上流斜面勾配は26.6°である。また、模型の奥行きは、斜面高さの2.4倍の2mとしている。模型の材料は Case1 と同じく霞ヶ浦砂である。締固め方法、壁面処理、上下流のドレーン等の模型作製方法は Case1 と同じである。堤体および基礎は、含水比3.5%、乾燥密度 1.52g/cm^3 となるように、仕上がり厚5cmの計25層でバイブレーターを用いて締固めた。また、**Fig.4-25** に示す PS01～PS20 にテンシオメータ、DH01～DH10 に水平方向の変位計、DV01～DV10 に鉛直方向の変位計を設置し、模型内の間隙水圧および模型の表面変位を計測した。また、模型内には、実験終了後、模型内部のすべり線の位置をスケッチするため、高さ10cmごとに色砂を設置した。

Case2 では、Case1 と同様に、上流側の水位を段階的に上昇させて、下流斜面の崩壊を再現した。実験中に制御した上下流の水位の変化を **Fig.4-26** に示す。ここでの水位とは、**Fig.4-24** に示す模型底を0として記述する。

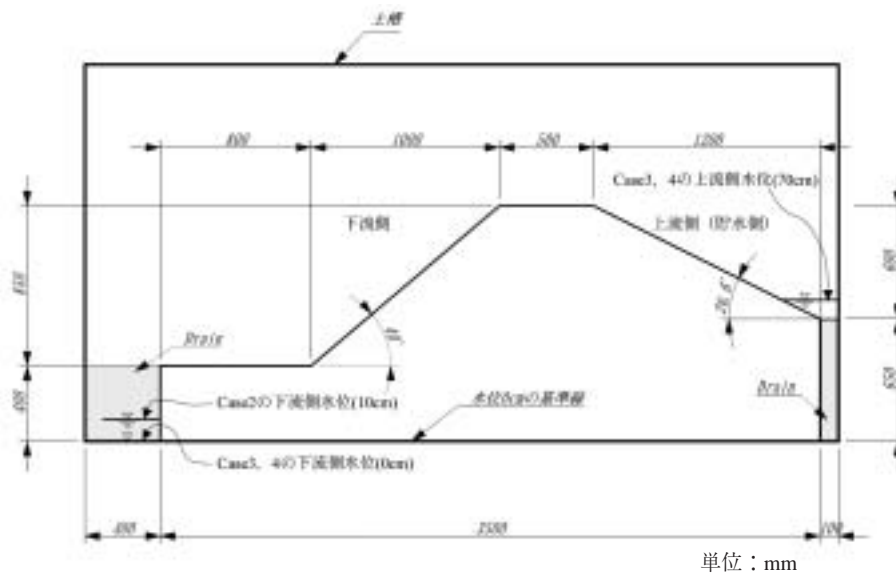


Fig.4-24 模型の形状 (Case2～4)

Shape of the model (case2-4)

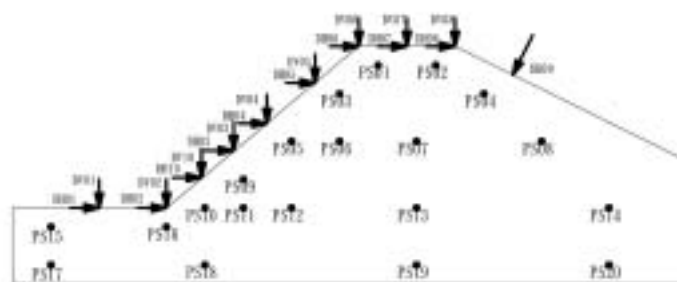


Fig.4-25 センサーの配置図 (Case2～4)

Distribution of sensors

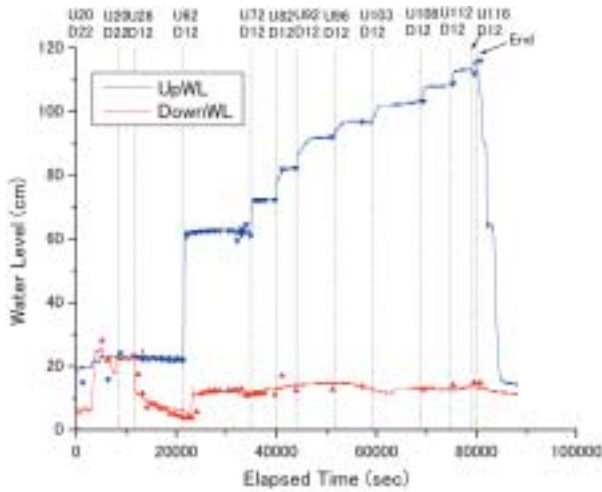


Fig.4-26 上下流水位の変化 (Case2)
Change of the upstream water level (Case2)

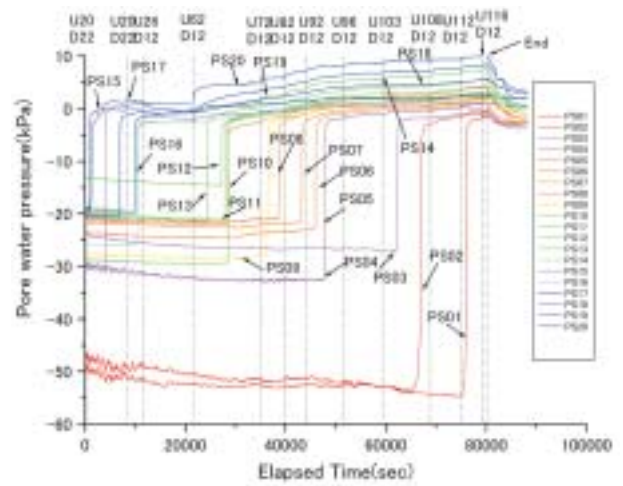


Fig.4-27 間隙水圧の変化 (Case2)
Change of pore water pressures (Case2)

Fig.4-26 中の縦の点線および図上端に記した記号は、上下流の水位を変動させたときの時間と水位を表している。Uは上流側、Dは下流側でこれらに続く数字は模型底からの水位を表している。例えば、U20、D22とは、上流側水位を模型底から20cm、下流側水位を22cmに制御したことを示している。以下に示す間隙水圧や変位に関する図にも同様な記号を記載している。

実験の手順は以下の通りである。はじめに、上流側の水位を20cm、下流側水位を10cmまで上昇させて、間隙水圧計で定常浸透状態になったことを確認するまで放置した。実験開始直後に、システムのトラブルのため、**Fig.4-26**に示すように下流側の水位が一時22cmまで上昇したことを付記しておく。次に、下流側水位を10cmで一定に保ったまま、上流側水位を約10cmステップで段階的に上昇させた。下流斜面に水の浸出が確認されたときの上流側水位92cm以降は、上流側水位を約5cmステップで水位116cmまで上昇させた。

(2) 実験結果

Figs.4-27 ~ 4-29に模型内の間隙水圧、水平変位、鉛直変位の変化を示す。図中に矢印で示した番号は、**Fig.4-25**に対応するセンサーの番号を表している。また、**Figs.4-30 (a) ~ (i)**に間隙水圧の分布と崩壊形状を図化したものを示す。**Figs.4-30(a) ~ (i)**の間隙水圧分布は、20個の間隙水圧計と上下流の貯水位のデータから描いている。また、サクシオンが急激に変化するところでは、側面からのカメラ撮影によって求めた浸潤前線の位置に、霞ヶ浦砂の水浸入圧である-3kPaを間隙水圧の補間値として与えて等間隙水圧曲線を描いた。

はじめに、間隙水圧の変化について述べる。**Fig.4-27**、**Fig.4-30 (a)**に示すように、初期状態の含水比が3.5%と低かったため、貯水開始前の模型内の間隙水圧は-20~-50kPaと低い値を示した。**Fig.4-27**に示すように、貯水を開始して、浸潤前線がそれぞれの間隙水圧計まで到達すると、サクシオンは一気に低下し、霞ヶ浦砂の水浸

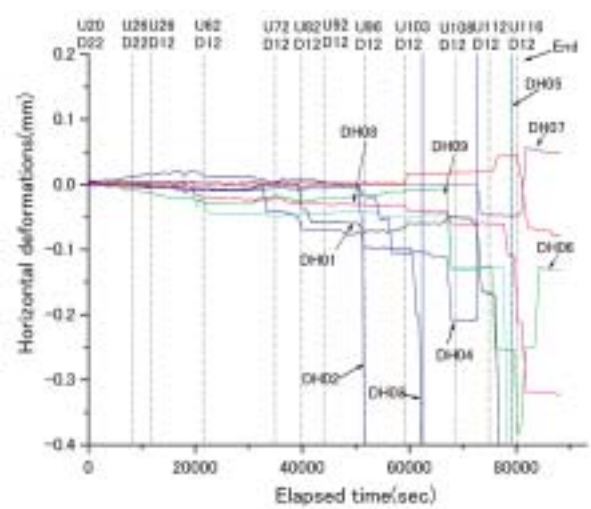


Fig.4-28 水平変位の変化 (Case2)
Change of horizontal displacements (Case2)

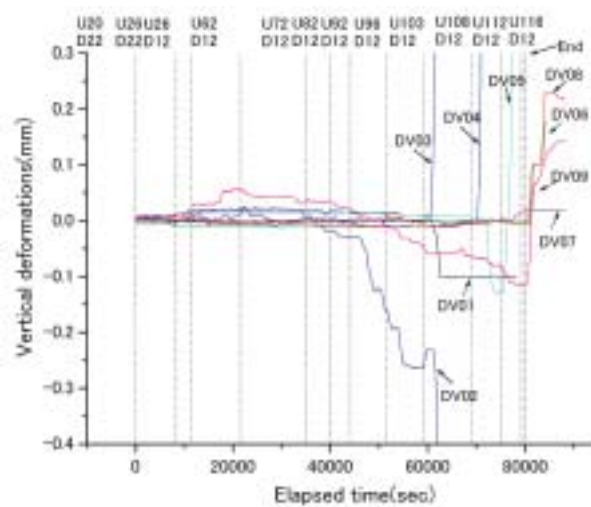


Fig.4-29 鉛直変位の変化 (Case2)
Change of vertical displacements (Case2)

入圧である -3kPa 以上まで間隙水圧が上昇していることが分かる。**Figs.4-30 (b) ~ (i)** に示すように、上流側水位を上昇させると、模型上部に高いサクションの領域を残して、地下水面と浸潤前線が上昇していることが分かる。また、**Fig.4-30 (e)** に示すように、下流斜面への地下水は上流側水位 92cm のときに浸出が始まり、目視でも法先直下流の地盤表面に自由水面が形成されていることが確認できた。

次に、変形と崩壊形状について述べる。上流側水位 82cm までの表面変位は、水平・鉛直方向ともに極めて小さい。水位 82cm の定常状態では、模型底部が飽和す

るとともに、下流法尻のサクションは大きく低下し、間隙水圧が -3kPa 以上の浸潤領域となっている。Case2の密度 (1.52g/cm^3) においては、このようなサクションの変化に対する模型の剛性が大きいことが分かる。下流法尻に水が浸出した上流側水位 92cm では、**Figs.4-28, 4-29** に示すように、水の浸出と同時に下流法尻の変形が大きくなり始めていくことが分かる。水位が 96cm に上昇すると、**Fig.4-30 (f)** に示すように、下流法尻の斜面長約 30cm の部分で、徐々に変形が進行した。このときの変形の様子を、**Photo 4-7** に示す。

次に、水位を $103, 109, 112$, および 116cm に上昇させると、逐次崩壊が進行し、 116cm に達した段階で崩壊が天端まで達した。上流側水位 116cm における最終的な崩壊形状を **Photo 4-8** に示す。**Figs.4-28, 4-29** に示す斜面表面の変位は、法先部 (DH02 および DV02) を除いて僅かであり、崩壊と同時に一気に変位が増加 (減少) していることが分かる。微少な変形が段階的に増加しているが、これは逐次破壊が発生し、すべり土塊が崩落すると

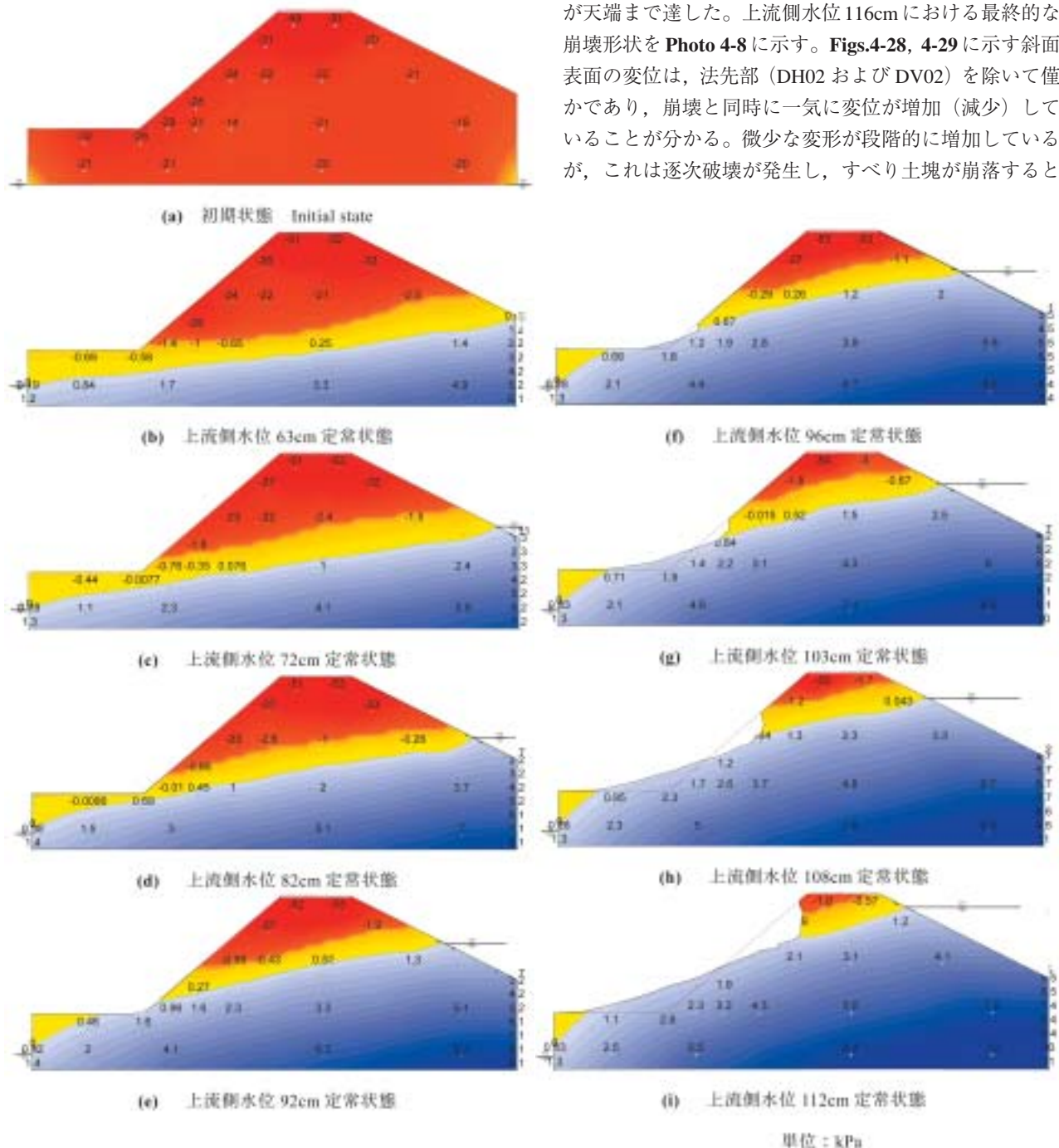


Fig.4-30 模型内の間隙水圧分布と模型の形状 (Case2)
Distributions of pore water pressures and shapes of the model (Case2)



Photo 4-7 上流側水位 96cm 定常状態における模型形状 (Case2)
Condition of the model when water level was 96cm (Case2)



Photo 4-8 上流側水位 116cm 定常状態における模型形状 (Case2)
Condition of the model when water level was 116cm (Case2)

きの応力解放や落下の衝撃に伴うものと考えられる。

崩壊の過程を連続的にカメラで撮影し、逐次破壊が発生、進展していく様子を図化した結果を Fig.4-31 に示す。図中の点線は、実験後に模型の開削を行い、模型内の色砂の形状変化から、すべり線の位置を求めた結果である。Fig.4-31 から、個々の崩壊ブロックは天端に近づくほど大きくなっていることが分かる。また、すべり面の上端は鉛直に立ち、崩落部分より下流側はほぼ直線的な形状となっている。また、各水位での変形および崩壊は、模型内の間隙水圧がほぼ定常状態となった時点で停止している。

崩壊部の形状と模型内の地下水水位との関係について見てみよう。Figs.4-30 (f) ~ (i) に示すように、下流斜面への地下水の浸出点と崩壊面の勾配が急変している点がほぼ一致していることが分かる。また、崩壊部の緩勾配部分の表面は、地下水面とほぼ一致している。これらのことから、地下水の浸出が逐次崩壊の発生、進展に大きな影響を及ぼしていることが分かる。

4.4.8 密詰め堤体の降雨実験その1 段階的な降雨量増加

(1) 実験方法

Case3 では、ノズルによって降雨を作用させて模型を崩壊させる実験を行った。模型形状、材料、締め固め方法、センサー配置等は Case2 と同じである。また、水位の基準面も Case2 と同様である。

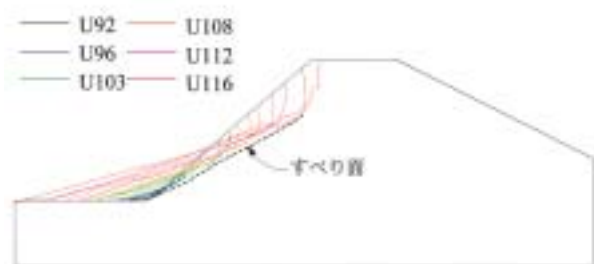


Fig.4-31 逐次崩壊の進行状況とすべり面 (Case2)
Condition of progress of sliding failures (Case2)

実験の手順は以下の通りである。Fig.4-32 に上下流水位の変化を示す。はじめに、下流側の水位を 0cm に保ったまま、上流側の水位を 40, 50, 60, 70cm と段階的に上昇させ、一定時間放置する。次に、ノズルを用いて、堤体表面から降雨を作用させた。降雨量は、Fig.4-33 および Table 4-6 に示すように、2 ~ 200mm/hour まで段階的に上昇させた。各ステップにおいて堤体内の間隙水圧計の値がほぼ定常状態になったら、ノズルを切り替えて、次の段階の降雨量を作用させた。ノズルの切り替えは、降雨

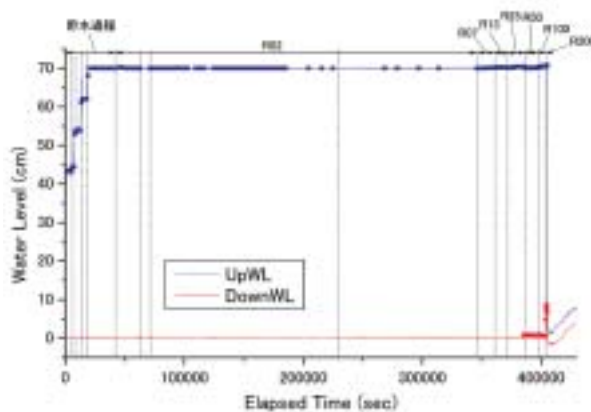


Fig.4-32 上下流水位の変化 (Case3)
Change of the upstream water level (Case3)

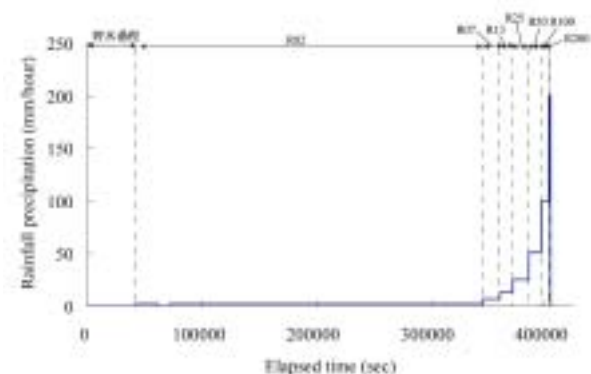


Fig.4-33 降雨量の変化 (Case3)
Change of rainfall precipitation (Case3)

Table 4-6 降雨量と降雨継続時間 (Case3)
Rainfall precipitations and those duration times (Case3)

No.	降雨継続時間 (sec)	降雨量 (mm/hour)
1	116800	2mm/hour
2	14865	7mm/hour
3	10905	13mm/hour
4	14334	25mm/hour
5	10701	50mm/hour
6	6720	100mm/hour
7	1020	200mm/hour

ができるだけ途切れないようにすばやく行った。ここで、Figs.4-32, 4-33 おいて、R に数字が付されている記号は降雨量を示し、この記号に対応する矢印はその降雨量を作用させた時間帯を示している。例えば、R02とは2mm/hourの降雨を作用させているときの時間帯 (Table 4-6 参照) を示している。本節および4.4.9節における以降の図においても、同様の記号を記載している。

(2) 実験結果

Figs.4-34 ~ 4-36 に模型内の間隙水圧、水平変位、鉛直変位の変化を示す。間隙水圧の変化については、貯水過程を含めた全体の時間について表示し、水平変位および鉛直変位の変化については降雨量7mm/hourを作用させた時間以降について表示している。また、Figs.4-37 (a) ~ (i) に間隙水圧の分布と崩壊形状を図化したものを示す。Fig.4-37の図化の方法は、Case2と同様である。

はじめに、間隙水圧の変化について説明する。Fig.4-37(a)は貯水位70cmで降雨開始直前の状態である。この状態から、降雨2mm/hourを堤体に作用させ、堤体内の間隙水圧が定常状態になるまで放置した。Case2の貯水による浸潤の場合と同じく、浸潤前線が間隙水圧計の位置に到達するとサクシオンが一気に低下し、間隙水圧は-3kPa以上まで上昇した。既往の研究でも述べられているように、降雨による浸潤前線は堤体表面とほぼ平行に内部に進んだ。Fig.4-37(b)に示すように、堤体中央部に高いサクシオン領域が残存した間隙水圧分布で浸潤が進み、降雨開始後346000秒でFig.4-37(c)に示すような定常浸透状態となった。7mm/hourから400mm/hourまで段階的に降雨量を増大させると、Figs.4-37(d)~(i)に示すように、堤体内の地下水位は大きく上昇した。Case2の貯水位を上昇させたケースでは上下流方向の水位差が大きくなっていく (Fig.4-30 参照) のに対して、段階的に降雨量を上昇させる場合には、下流側および天端下の地下水面が持ち上がるように上昇し、最終的には地下水面がほぼ水平になっていることが分かる。また、下流斜面に地下水が浸出し始めるのは、降雨量13mm/hourを作用させたときである。

次に変位および崩壊形状について述べる。降雨量

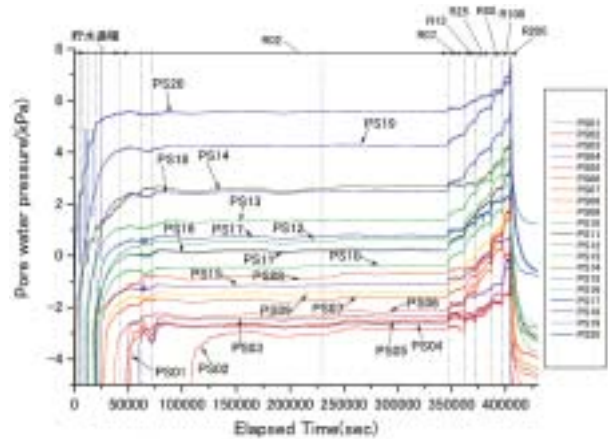


Fig.4-34 間隙水圧の変化 (Case3)
Change of pore water pressures (Case3)

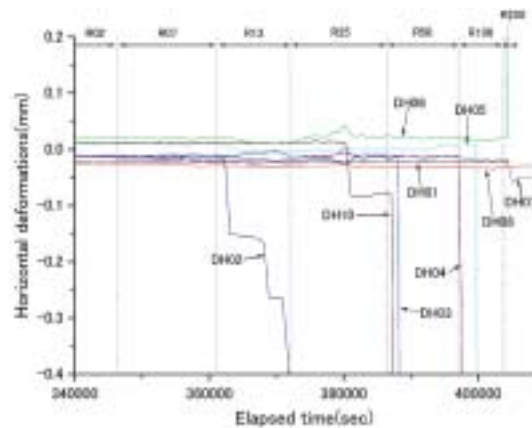


Fig.4-35 水平変位の変化 (Case3)
Change of horizontal displacements (Case3)

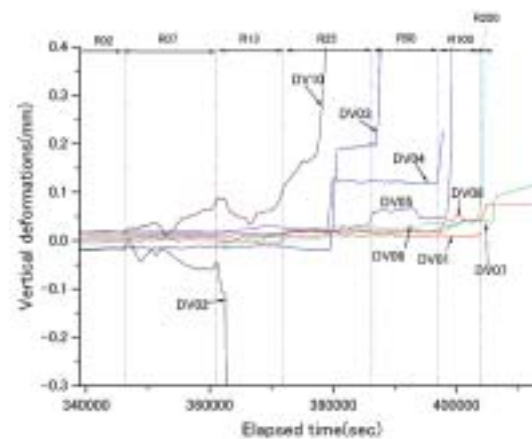


Fig.4-36 鉛直変位の変化 (Case3)
Change of vertical displacements (Case3)

7mm/hour までの変位量は極めて小さく、ほとんど無変形である。降雨量が13mm/hourとなり、下流法尻から水が浸出し始めると、Fig.4-35のDH02、Fig.4-36のDV02に示すように、下流法尻部分に変形が生じ始めていることが分かる。Case3では、Case2と比べて堤体上部の高いサクシオンが消失し-3kPa以上の間隙水圧となっている

が、Case2と同様に下流法尻が飽和し始めたときに変形が開始する結果となった。降雨量が25mm/hourに達すると、下流法尻に明瞭な崩壊が始まり (Photo 4-9)、降雨量を増大させるごとに逐次破壊が発生して、Fig.4-37(i) および Photo 4-10 に示すように200mm/hourで天端まで崩壊が達した。

逐次破壊の発生、進展の様子を図化したものを Fig.4-38 に示す。逐次崩壊の形状は、Case2とほぼ同様であり、各降雨量において堤体内の間隙水圧がほぼ定常になった時点で、変形および崩壊の進行は停止している。Figs.4-37(d)~(i) から、地下水位と崩壊形状の関係を見ると、

Case2では地下水面の浸出点が崩壊部の勾配急変点とほぼ一致していたのに対し、Case3では地下水面の浸出点は崩壊部の勾配急変点よりもやや高くなった。これは、地下水面の形状が影響していると考えられるが、詳細については4.4.10節で述べる。

4.4.9 密詰め堤体の降雨実験その2 強い降雨強度を急激に作用させた場合

(1) 実験方法

Case4では、Case3と同様に、一定水位まで上流側に貯水を行い、降雨を作用させて、模型を崩壊させた。Case3では降雨量を2mm/hourから20mm/hourまで段階的に上

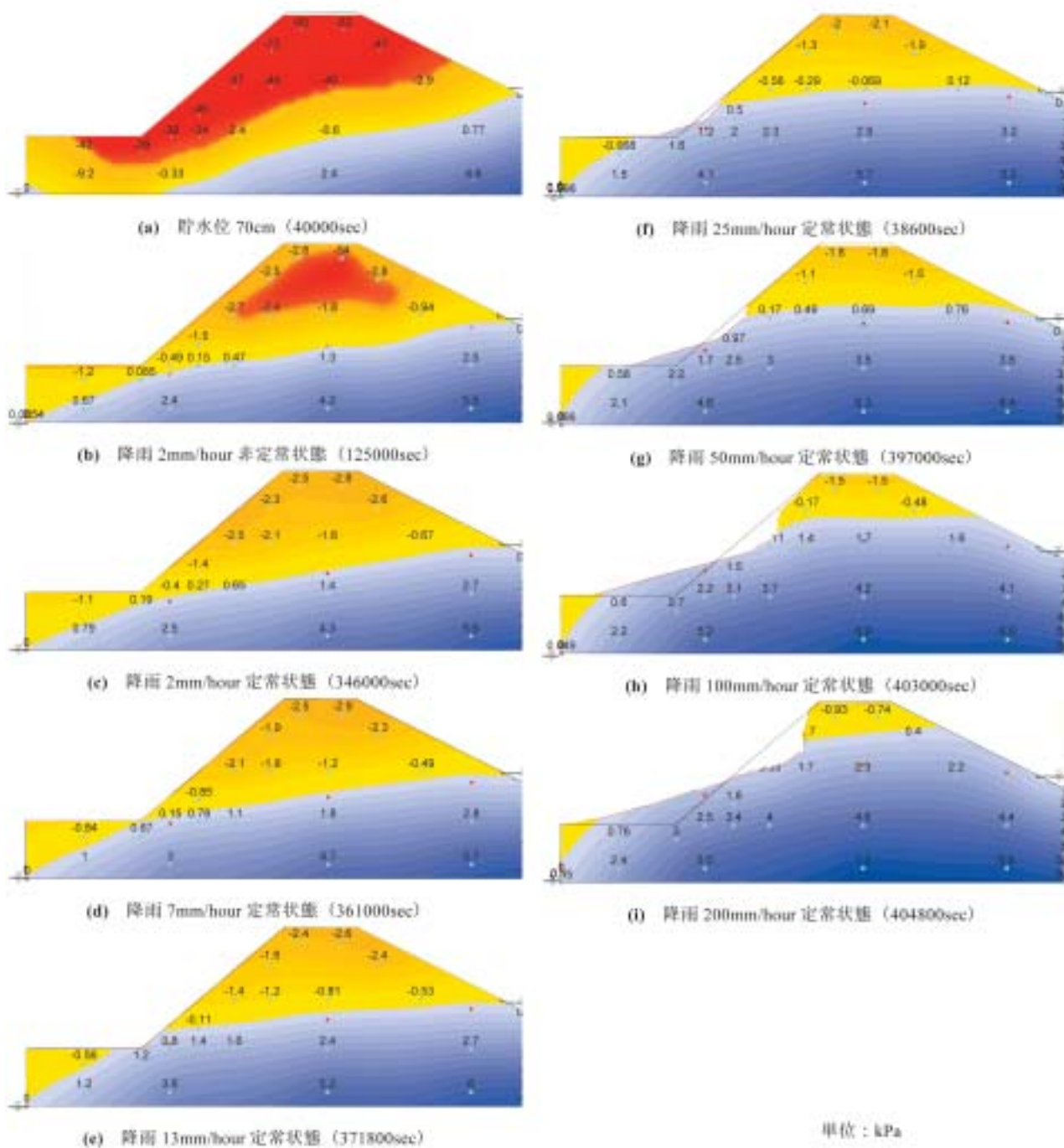


Fig.4-37 模型内の間隙水圧分布と模型の形状 (case3)
Distributions of pore water pressures and shapes of the model (Case3)



Photo 4-9 降雨量 25mm/hour 定常状態における模型形状 (Case3)

Condition of the model when rainfall was 25mm (Case3)



Photo 4-10 降雨量 200mm/hour 定常状態における模型形状 (Case3)

Condition of the model when rainfall was 200mm (Case3)

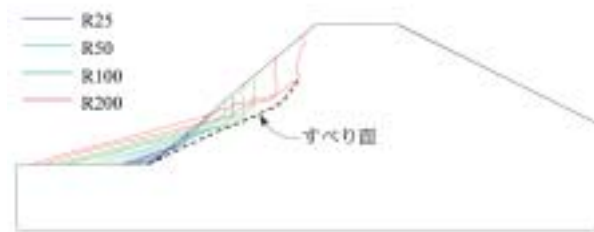


Fig.4-38 逐次崩壊の進行状況とすべり面 (Case3)
Progress of sliding failure (Case3)

昇させたが、Case4では200mm/hourの降雨のみを与えた。

実験中の上流側および下流側の水位の変化を Fig.4-39 に、作用させた降雨量の変化を Fig.4-40 に示す。実験の手順は以下の通りである。はじめに、Case3と同様に下流側の水位を0cmに保ったまま、上流側の水位を段階的に70cmまで上昇させ、定常状態まで放置した。次に、ノズルを用いて、200mm/hourの降雨を作用させて、堤体内の間隙水圧と変形量を測定した。

(2) 実験結果

Figs.4-41 ~ 4-43 に模型内の間隙水圧、水平変位、鉛直変位の変化を示す。これらの図はいずれも、貯水過程を省略し、降雨開始後について示したものである。また、Figs.4-44 (a) ~ (i) に間隙水圧の分布と崩壊形状を図化したものを示す。

はじめに、間隙水圧の変化について述べる。定常状態を維持しながら貯水や降雨量を段階的に上昇させた Case2, Case3 の場合と異なり、200mm/hour の大きな降雨を急激に作用させた Case4 では、Fig.4-41 に示すように、間隙水圧計の位置によって上昇量が大きく異なることが分かる。特に、降雨開始直後には下流法尻付近の PS10, 16, 18 が急激に上昇し、降雨開始約 30 分後 (208500 秒後) からは天端直下の PS07, 13, 19 が大きく上昇していることが分かる。この間隙水圧の変化を Fig.4-44 の間隙水圧分布で見てみよう。Fig.4-44 (a) は、貯水位 70cm の定常浸透状態である。降雨を作用させると、Figs.4-44 (b) ~ (d) に示すように、Case3 と同様、最後に堤体中央

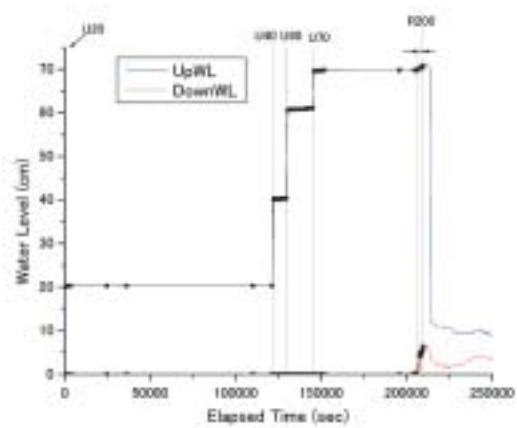


Fig.4-39 上下流水位の変化 (Case4)
Change of the upstream water level (Case4)

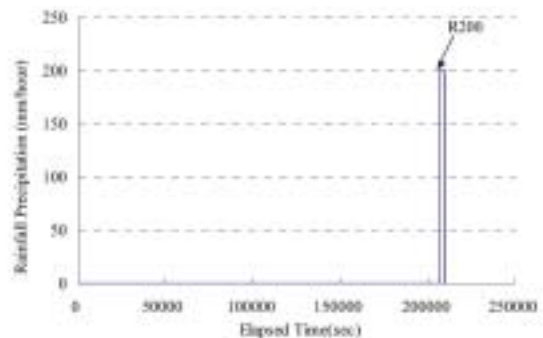


Fig.4-40 降雨量の変化 (Case4)
Change of rainfall precipitation (Case4)

に高いサクシオン領域が残る間隙水圧分布となっている。しかし、Case3では地下水面の形状が上流から下流へのなめらかな勾配を保ったまま上昇したのに対し、Case4では、Fig.4-44(d)に示すように、天端直下が窪んだ地下水面となっている。更に降雨を継続し、斜面内部の不飽和領域が消失すると、Figs.4-44(e)~(g)に示すように、天端直下の地下水位が急激に上昇していることが分かる。

上述した地下水面の挙動は以下のように説明できる。不飽和透水係数はサクシオンが高く飽和度が低いほど小

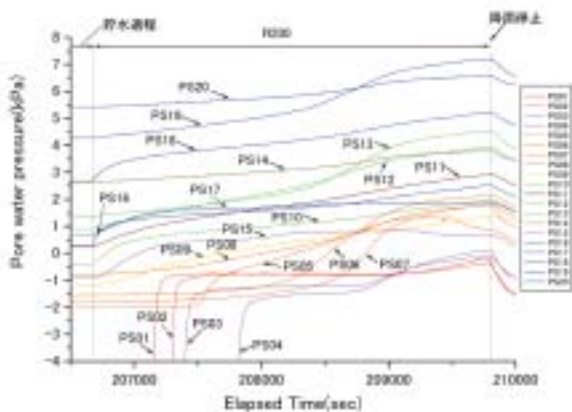


Fig.4-41 間隙水圧の変化 (Case4)
Change of pore water pressures (Case4)

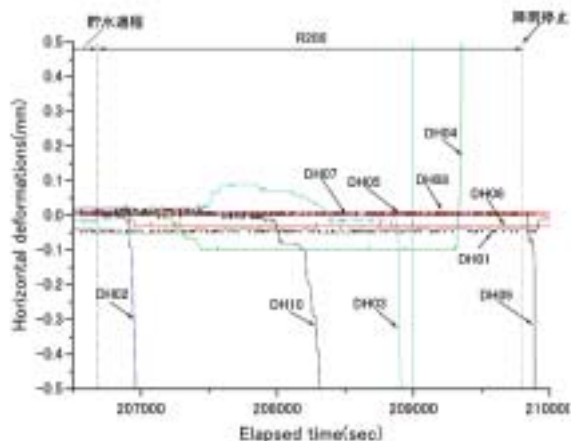


Fig.4-42 水平変位の変化 (Case4)
Change of horizontal displacements (Case4)

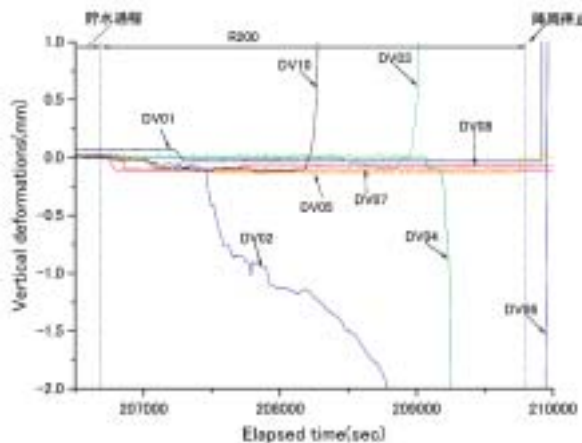


Fig.4-43 鉛直変位の変化 (Case4)
Change of vertical displacements (Case4)

さい。したがって、降雨によって斜面表面から浸潤が進む過程において、不飽和浸透は湿潤して不飽和透水係数が相対的に高くなった斜面表層部に卓越する。少ない降雨量から段階的に降雨量を増加させた Case3 の場合、斜面表面から堤体内部への浸透と堤体外への排水が十分進むため、天端直下の地下水位も斜面近傍と同じく上昇する。これに対し、Case4 のように降雨強度が大きい場合、天端直下の高いサクション領域の下部に浸透が進む前に、斜面表層の卓越した不飽和浸透によって斜面近傍の地下水面だけが上昇する。次に、天端直下の高いサクション領域にも浸潤が進み、この部分の不飽和透水係数が上昇すると、相対的に地下水位が低くなっている天端直下に浸透が急激に進み、地下水位が急上昇したのだと考えられる。

次に、変形および崩壊形状について述べる。下流法先の変形は、Case2 および Case3 と同様に、法先が飽和した降雨開始 4 分後頃 (206940 秒) に始まるが、その後、降雨開始 30 分後まで、法先部分だけの比較的緩慢な変形が続いた (Photo 4-11)。逐次破壊の進行状況を Fig.4-45 に示す。それぞれの逐次崩壊の破壊線に添えた数字は、そ

の破壊が発生した降雨開始後の時間 (分) を示している。法先の緩慢な変形の後、降雨開始 30 分後からは、比較的大きな崩壊が次々と発生し、降雨開始後 37 分に斜面中段まで、降雨開始後 53 分に天端まで一気に崩壊が到達した (Photo 4-12)。

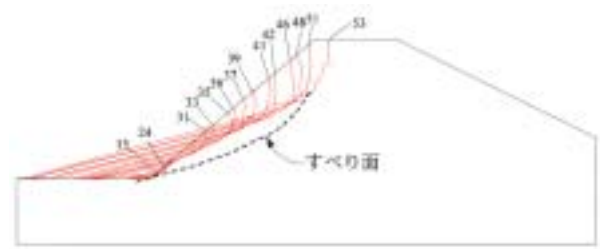
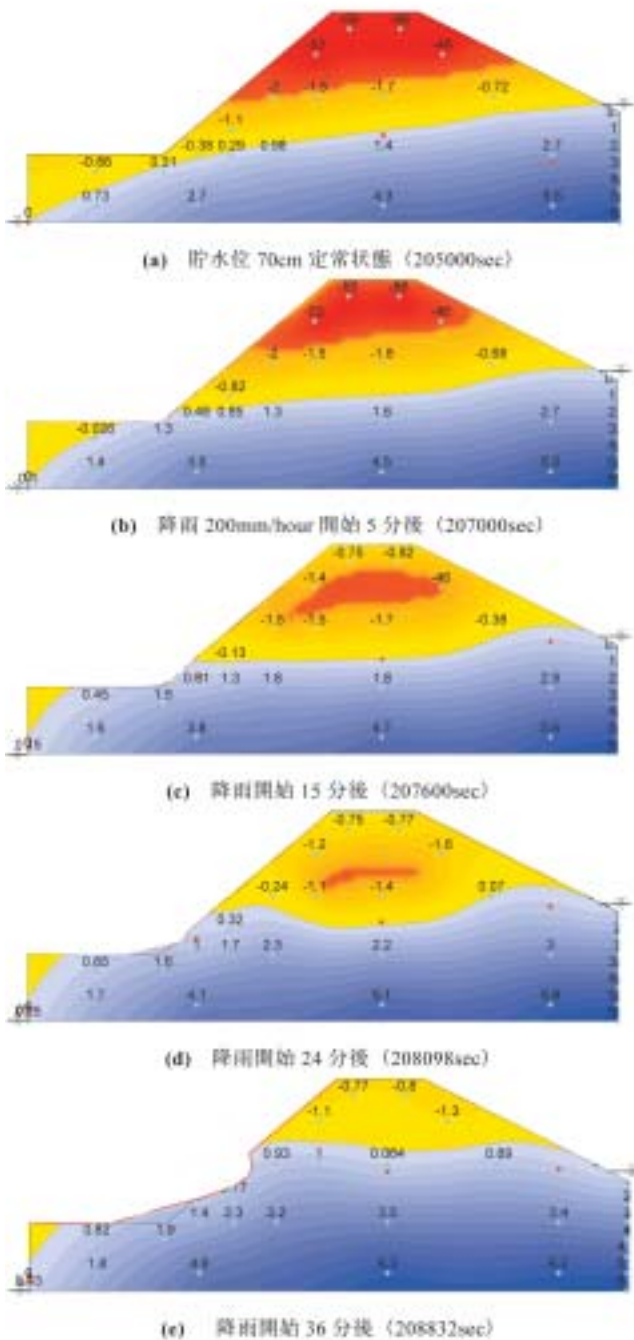


Photo 4-11 降雨量 200mm/hour, 降雨開始後 30 分における模型形状 (Case4)
Condition of the model after 30min since 200mm/hour rainfall was applied (Case4)



Photo 4-12 降雨量 200mm/hour, 降雨開始後 53 分における模型形状 (Case4)
Condition of the model after 53min since 200mm/hour rainfall was applied (Case4)

上述の崩壊の進行について、**Figs.4-44(b)~(i)** で下流斜面への地下水面の浸出と崩壊形状の関係から見てみよう。Case2, Case3 と同様に、下流法先の変形は **Fig.4-44(b)** に示す下流斜面への地下水の浸出とほぼ同時に始まっている。しかし、**Figs.4-44(b), (c)** に示すように、堤体内部に高いサクシオン領域が残存している降雨開始後4分から30分の間は、下流斜面への地下水の浸出点が上昇しているにもかかわらず、法先だけの緩慢な変形だけが進行し、斜面上部への大きな崩壊は発生していない。一方、高いサクシオン領域が消失した降雨

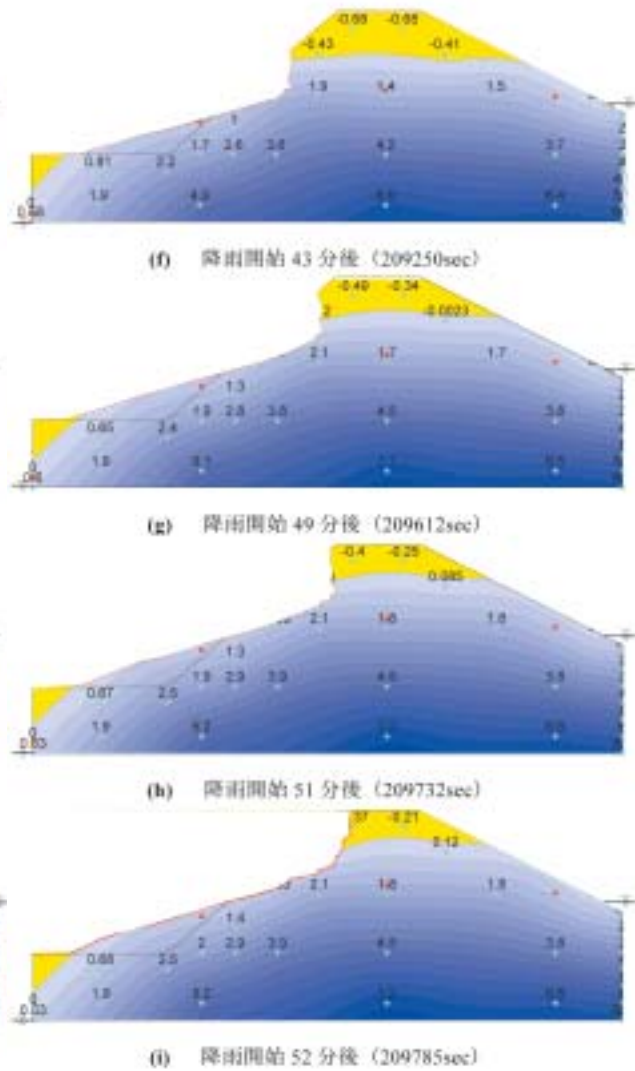


単位：分

Fig.4-45 逐次破壊の進行状況とすべり面 (Case4)

Progress of sliding failure and duration time of each failure (Case4)

開始後 31 分からは、逐次破壊が止まることなく発生し、一気に天端まで崩壊が進んでいる。また、**Fig.4-45** 中に点線で示したすべり面の深さは、**Figs.4-31, 4-38** に示した Case2 および Case3 のすべり面と比べ、深くなっていることが分かる。この現象は、堤体内部の高いサクシオン領域およびそれに伴って発生する地下水面の形状が関係していると思われるが、詳細については次節で述べる。



単位：kPa

Fig.4-44 模型内の間隙水圧分布と模型の形状 (case4)
Distributions of pore water pressures and shapes of the model (Case4)

4.4.10 密詰め堤体の実験結果の考察

以下に、Case2～4の密詰め堤体に関する実験結果について考察する。

(1) サクシヨンの影響

Case2～4に共通して、サクシヨンの消失による体積圧縮はほとんど発生しておらず、浸水に伴う飽和コラプスは発生していない。また、下流法先が浸潤して間隙水圧が -20kPa 以下の状態から -3kPa 以上まで急激に変化し、サクシオンが大きく低下しても、飽和しない限り、法先のせん断変形はほとんど発生していない。したがって、密度 1.52g/cm^3 の場合、このようなサクシオンの大きな低下は模型堤体の安定性に大きな影響を及ぼさなかったものと考えられる。4.4.4節の要素試験の結果で述べたように、密度 1.52g/cm^3 の霞ヶ浦砂は、この模型実験の応力レベルでは飽和状態でも弾性的な力学的挙動を示す。このため、浸水に伴う飽和コラプスや浸潤に伴うせん断変形などの塑性的な変形が発生しなかったものと考えられる。

(2) 法先の変形

Case2～4に共通して、下流法先の変形が開始するのは、地下水面が下流斜面に浸出した時点である。Fig.4-46(a)の概念図に示すように、この変形は、浸水して飽和することによるせん断強度の低下と正の間隙水圧上昇に伴う有効応力の低下に起因するせん断変形であると考えられる。つまり、不飽和状態から飽和状態への移行に伴って霞ヶ浦砂の粘着力がほとんどなくなることから、有効応力がもともと小さい下流法尻部分では、僅かな正の間隙水圧の発生によって、せん断抵抗力が失われるものと考えられる。

更に、地下水面が上昇すると、Fig.4-46(b)に示すように、有効応力の低下によるせん断破壊と浸透力の作用による引張破壊が生じ、ブロック状の大きな崩壊が発生するものと考えられる。

(3) 地下水位と崩壊の関係

Case2からCase4では、いずれの場合も法先の変形が

下流斜面への地下水の浸出と同時に開始しているのに対して、斜面上部への崩壊の進展と地下水の浸出点の関係はCase2からCase4で異なった結果となっている。すなわち、Case2では崩壊部の勾配が急変する点と地下水の浸出点がほぼ一致しているのに対し、Case3、Case4では崩壊部の勾配が急変する点よりも高い位置に地下水が浸出している。Case4では降雨開始から30分後まで、下流斜面沿いの地下水位が上昇しているにもかかわらず、逐次崩壊が進行せず法先の緩慢な変形だけが発生している。このような違いは、以下に記述するように、堤体内部の地下水面の形状が影響した結果であると考えられる。

Figs.4-47(a)～(c)に地下水面の形状の違いによる浸透力の相違についての概念図を示す。Case2のように上流側貯水位を段階的に上昇させた場合、地下水面が下流がりの形状となる。この場合、浸透力はFig.4-47(a)に示すように崩壊ブロックを押し出す方向に作用すると思われる。Case3のように定常状態を保ちながら段階的に降雨量を増加させた場合には、上下流方向にほぼ一定の勾配を保ちながら下流側の地下水位が上昇し、Fig.4-47(b)に示すように、最終的に堤体内でほぼ水平な地下水面となった。このような水平な地下水面の場合、Case2の場合と比べて浸透力はより鉛直に近い方向に作用し、Case2よりもより高い地下水位になるまで逐次崩壊が発生しない。Case4では、天端下に残存した高いサクシオン領域のため、天端から鉛直方向へ向かう浸透が抑制され、Fig.4-47(c)に示すように、天端下に凹部を持った地下水面となった。浸透力は斜面表面から堤体内部へと向かう方向が卓越し、崩壊ブロックをすべらせる方向に作用しない。したがって、崩壊ブロックの位置より高い地下水位となり、さらなる正の間隙水圧上昇による有効応力の低下が引き起こされるまで崩壊が発生しない。

Case4において、注目すべき点は、天端下の高いサクシオン領域が消失した後の挙動である。天端下では、浸

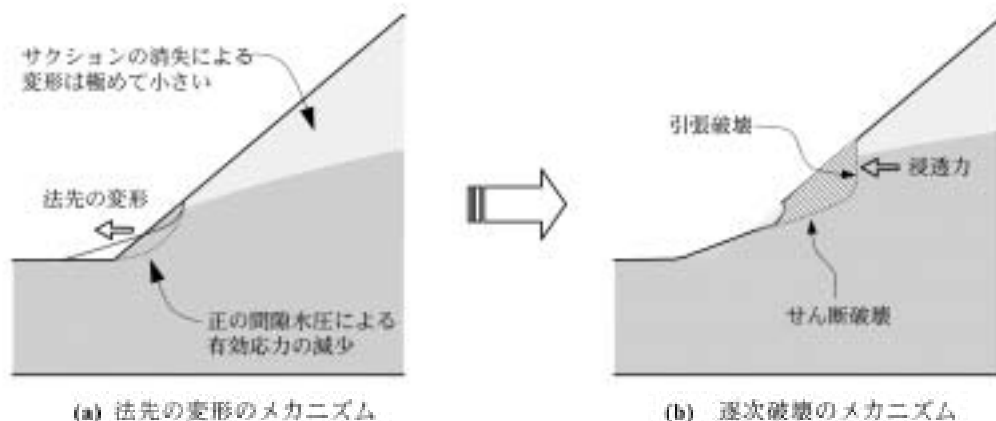


Fig.4-46 変形および逐次破壊の基本的なメカニズム
Mechanism of deformation and failure in the model tests

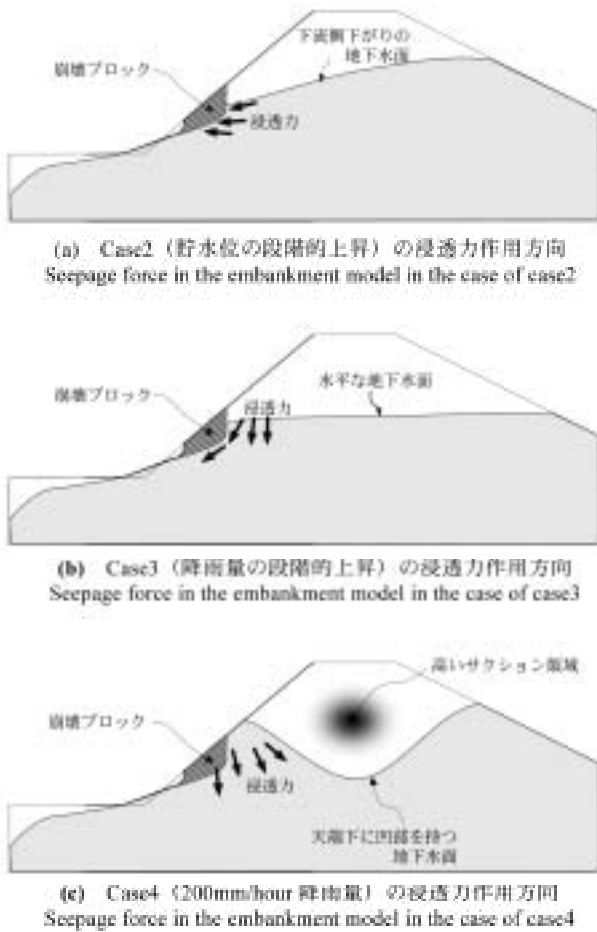


Fig.4-47 地下水面形状の違いによる浸透力の作用方向の概念図
Concept of seepage force directions and shapes of the water tables in the embankment models

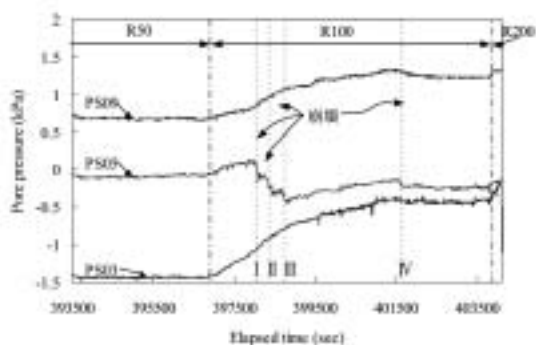
潤によってサクシヨンの大きな低下が発生すると、不飽和透水係数の急激な上昇に起因して、地下水面が急上昇している。これと同時に、下流斜面の崩壊が天端に至るまで急激に進展している。このように崩壊が急激に進展

したのは、浸透力の方向がより崩壊ブロックをすべらせる方向へ変化したためであると考えられる。また、Case3では、最終的なすべり面がCase2およびCase3と比べて深くなっており、模型表面で小さな逐次破壊が発生しながら、下流斜面全体で大きなすべり破壊が発生していることが分かる。つまり、強い降雨強度が作用して、斜面近傍の地下水位だけが上昇する場合には、ゆっくりと地下水面が上昇する場合と比べて、より急激で大きな崩壊が発生しやすいと考えられる。

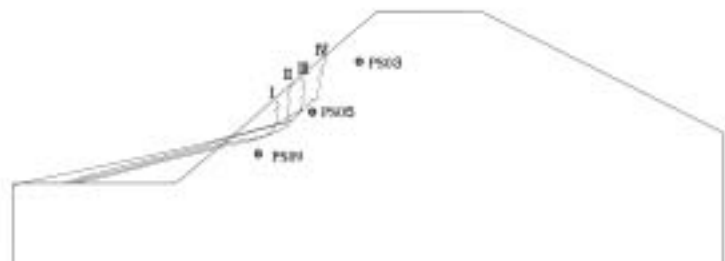
(4) 崩壊の進展と停止

Case2, Case3において、貯水位または降雨量を上昇させた各ステップで、逐次破壊は数回発生した後に停止し、更に貯水位や降雨量を増大させないと崩壊が進展しない均衡状態となった。Fig.4-48(a)は、Case3の100mm/hour降雨時における斜面近傍の間隙水圧の変化を示したものである。Fig.4-48(a)中のI~IVの点線は、逐次破壊が発生した時間を示している。Fig.4-48(b)は、Fig.4-48(a)に対応する間隙水圧計の位置とI~IVの逐次破壊の崩壊線を示している。降雨量100mm/hourの開始後、連続的に発生したI~IIIの崩壊時に、崩壊の直近傍に位置するPS05の値が減少し、その後、ゆっくりと上昇している。次に、崩壊IVが発生し、PS03とPS05が減少するが、この後は両者とも値は上昇せず、減少したまま定常状態となった。

この現象について以下のように考察できる。浸透が非定常状態であり地下水位が上昇過程にあるときに崩壊が発生すると、崩壊近傍の間隙水圧は一時的に減少するが、その後再び上昇する。崩壊時の水圧減少の原因として、崩壊による浸透の境界条件の変化とダイレタンシーや崩落に伴う除荷による吸水膨張が挙げられる。崩壊近傍の間隙水圧が再び上昇過程に入ると、斜面は再び不安定化し、新たな崩壊発生の可能性が高まる。一方、浸透が定常状態に近い状態で崩壊が発生すると、新たに発生



(a) 下流斜面近傍の間隙水圧の変化
Change of pore pressures near the downstream slope



(b) 図(a)に対応する間隙水圧計の位置と崩壊線
Position s of PPTs and sliding surfaces related with Fig.(a)

Fig.4-48 逐次崩壊時の斜面近傍の間隙水圧変化 (Case3 100mm/hour 降雨時)
Change of pore pressures near the downstream slope during the progress of failures (Case3 100mm/hour)

した浸透の境界条件で定常状態に近づき、減少した間隙水圧は上昇しない。この場合は、降雨や貯水の条件が変化しない限り、斜面は安定化し、再び崩壊が発生することはない。以上のことから、逐次破壊の進行と停止は、堤体全体の浸透が定常状態にあるか、又は崩壊部分の間隙水圧が上昇過程にあるか安定しているかに大きく関係していること分かる。

4.4.11 すべり破壊に関する実験的検討のまとめ

砂質土系のため池堤体を対象とした模型実験から以下のことが明らかとなった。

- ① 密度 1.41g/cm^3 の緩い模型を用いた浸透実験では、浸透に伴い、飽和コラプスによって天端及び法肩部が上流側に傾くように変形・沈下し、下流法尻部分は法先方向へと変形することが分かった。更に、変形に伴って、引張クラックが生じ、クラックを起点として下流法先を通るすべり破壊に進展することが分かった。
- ② 密詰め堤体の浸透実験および降雨実験では、浸水による飽和コラプスや浸潤に伴うせん断変形は発生せず、変形は下流法先部で飽和し始めてから発生した。この変形は、飽和に伴うせん断強度の低下と正の間隙水圧の発生に伴う有効応力の低下に起因するせん断変形であると考えられる。
- ③ 逐次破壊の発生・進展に、地下水位の高さと形状が大きく関係することが分かった。地下水の形状によって、下流斜面に作用する浸透力の方向が変わるため、地下水の浸出点が同じでも崩壊の進行に違いが発生することが分かった。
- ④ 強い降雨強度を与えた場合、降雨開始後、地下水面はサクシオンと模型形状の影響によって、天端直下に凹部を持った形状となる。この地下水面形状の影響によって、崩壊が大きく進展しないまま、斜面近傍の地下水位が上昇する。その後、堤体内部のサクシオンが低下し、不飽和透水係数が上昇した後は、天端直下の地下水位が急激に上昇し、同時に逐次破壊が急激に進展することが分かった。また、段階的にゆっくりと貯水位や降雨量を上昇させる場合と比べて、より深いすべり面となることが分かった。
- ⑤ 逐次破壊の進展と停止は、堤体内の浸透状態、つまり下流斜面における間隙水圧が上昇過程にあるか、もしくは定常状態に近いかに大きく影響されることが分かった。逐次破壊の発生の後に、更に破壊が進行する場合、崩壊部近傍の間隙水圧は一時的に減少した後に再び上昇する。一方、逐次破壊が停止する場合は、崩壊部近傍の間隙水圧は減少したまま、上昇せず、定常浸透状態に達する。

4.5 豪雨時におけるすべり破壊のメカニズムに関する考察

本節では、事例分析の結果と模型実験の結果を基に、豪雨時におけるため池のすべり破壊メカニズムについて考察を行う。以下では、すべりの規模、サクシオンの影響、浸透破壊との複合した破壊メカニズム、崩壊の発生場所、崩壊の進展と停止の項目に分けて考察を行う。

4.5.1 すべりの規模

4.3節で述べた事例では、ほとんどのケースで小さなすべりが連続して発生する逐次すべりであった。一方、青野堤ため池では、上流域からの表面流が堤体表面を流下することによって、大規模なすべりが発生し、崩落土塊が流動化して下流に流下している。下流斜面を表面流が流下する条件は、下流斜面に降雨浸透能以上の降雨が作用することと同じ条件であり、青野堤ため池の場合には極めて強い降雨が作用するのと等価な作用を受けたことになる。模型実験においても、模型堤体に強い降雨を作用させた場合、段階的に降雨量を上昇させる場合と比べて、より急激で大きな崩壊が発生する破壊形態を示した。

すべりの規模は堤体の透水性や強度特性に大きく影響されると考えられるが、強い降雨の場合にはより大きなすべり破壊が一気に発生する可能性があることが実験結果および事例分析結果から明らかとなった。

4.5.2 サクシオンの影響

模型実験の結果から、良く締められた堤体の場合、浸水による飽和コラプスや飽和に至る前の浸潤によるせん断変形はほとんど発生しないことが分かった。一方、緩い砂質土堤体の場合、飽和コラプスによる体積圧縮やせん断強度の低下を引き起こし、すべりに対する安定性が大きく低下する可能性があることが分かった。豪雨時において飽和度が上昇するのは上流側より下流側であるため、実際のため池において、Case1で観察されたような上流側への変形は生じない。また、サクシオンが強度や変形性に与える影響は、堤体内の応力状態と密度によって変化すると考えられる。したがって、上記の実験結果だけでは一概にはいえないが、大溜1号ため池(1998)や第3章で述べた麻生ため池のように、締め度の極めて低い堤体の場合、降雨や貯水からの浸透によって、浸水に伴う飽和コラプスや強度低下による変形が生じ、下流斜面の安定性が大きく低下する可能性がある。以上のことから、豪雨時のすべりに対する安定性の検討に、サクシオンの影響も考慮する必要があることが分かる。

また、Case4の実験結果で見られたように、良く締められた堤体でも、堤体内の水分状態が低い場合、サクシオンが堤体内の浸透状態に影響し、降雨強度によってすべりの規模や進行速度が変化する可能性がある。

4.5.3 浸透破壊との複合した破壊メカニズム

銭茂谷内ため池および大溜1号ため池（1998）では、大きな漏水を伴ったすべり破壊が発生した。どちらの事例でも貯水位が設計洪水位より僅かに下がった時点で漏水が停止し、大溜1号ため池（1998）の事例では、第Ⅲ章で述べた江良ため池や星ヶ谷ため池と同様な堤体の遮水性の低下が確認された。これらの漏水は第Ⅱ章で述べた「満水位上流斜面」を入口とする浸透のチャンネルが堤体内に発生していたことによるものと考えられる。

藤井ら（1990）は1990年の岡山県の被災ため池を対象に飽和不飽和非定常浸透流解析を行い、貯水位が天端高まで上昇した場合の浸潤線を求めている。この結果、貯水位上昇時の浸潤線は、上流斜面近傍で大きく上昇するものの、堤体の下流側では常時満水位時の浸潤線とほとんど変わらないという結果を得ている。Fig.4-49に「満水位上流斜面」を入口とする浸透のチャンネルが発生していない場合と発生していた場合の貯水位上昇時における堤体内の浸潤線の変化を概念図で示す。Fig.4-49(a)に示すように、堤体の遮水性が保たれている場合（ダルシー則が成り立つ場合）には、豪雨が継続する数日間では、下流側の浸潤線は上昇せず、貯水位上昇による下流斜面の安定性の低下は発生しない。したがって、降雨浸透の影響だけが、下流斜面の安定性に影響することになる。一方、Fig.4-49(b)に示すように、堤体が老朽化し、浸透のチャンネルが発生している場合、貯水位上昇に伴って、貯水からの水が下流斜面に供給され、下流斜面の間隙水圧が上昇し、有効応力の低下が発生する。したがって、降雨浸透に加えて、貯水位上昇も下流斜面の安定性に大きく影響することが分かる。このことは、第Ⅱ章で述べた「貯水位上昇がため池の被災率に大きく影響する」という現象を老朽化したため池におけるすべりのメカニズムから説明したものとイえる。また、浸透のチャンネルが発生している場合、常時から浸潤線が高いため、少ない降雨量でも、下流斜面に水が浸出しやすく、降雨浸透も下流斜面の安定性により強く影響するものと考えられる。

以上のことから、堤体内に浸透のチャンネルが発生していた場合の最終的な破壊形態は、Fig.3-57に示したように、パイピングもしくはすべりのいずれかの形態を取ることになる。どちらの形態で崩壊するかは、堤体の強度や浸透の状態、降雨量、貯水位などによると考えられる。このように豪雨によるため池の崩壊は、複数のメカニズムが同時に、あるいは順番に発生する複雑な現象であることが分かる。

4.5.4 崩壊の発生場所

模型実験では、いずれのケースにおいても、地下水面が浸出した法先から変形が開始した。実際のため池においても、地下水面が浸出するのはほとんどの場合、法先からであり、4.3節で述べた5つの事例でも4つの事例で

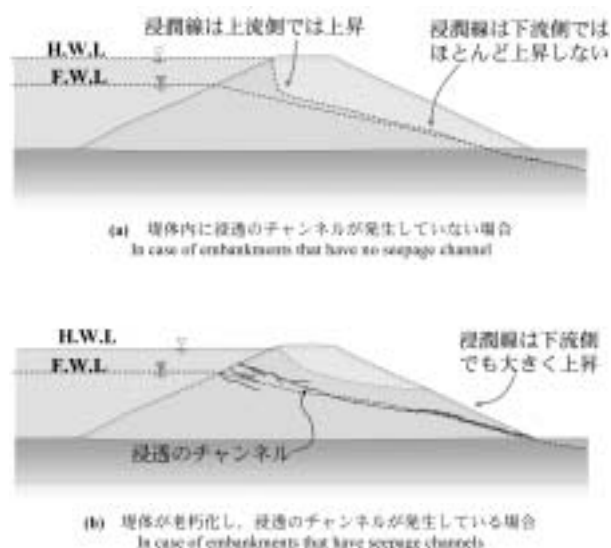


Fig.4-49 貯水位上昇による浸潤線の変化
Change of water tables during filling

法先すべりとなっている。2002年に発生した大溜1号ため池では斜面内すべりの破壊形態となったが、これは、腰石垣の影響によって下流法先の地下水位が低下し、斜面中段下で地下水面と斜面表面が最も近い地下水面形状となっていたためであると考えられる。崩壊の発生場所は、堤体の形状および堤体土の強度にも大きく関係すると思われるが、地下水面が浸出した箇所ではすべりに対する安定性が大きく低下することが分かる。また、大溜1号ため池（2002年）の事例から、堤体形状や腰石垣の設計において、降雨浸透も考慮に入れた浸透解析を行う必要があることが分かる。

4.5.5 崩壊の進展と停止

4.3節で述べた事例において、ほとんどのため池で、降雨が小康状態となり、かつ貯水位が低下した結果、逐次すべりの進行が停止している。実験結果では堤体内の浸透が定常状態になると逐次崩壊が停止するという結果が得られていることから、貯水位と降雨量の両方が減少傾向にあり、堤体内の浸潤線が低下する傾向にあるときは、逐次崩壊が停止し、堤体の全体崩壊に至る可能性が少なくなると判定できるであろう。一方、大溜1号ため池（1998年）や銭茂谷内ため池のように、大量の漏水を伴う場合では、浸透破壊の発生の恐れがあるため、降雨や貯水位の条件の他に、漏水量の増減についても監視し、崩壊停止の判断が行われるべきであると考えられる。

4.6 すべりに対する対策

これまで記述したため池のすべり破壊に関する分析を踏まえ、豪雨時のすべりに対する対策について検討する。

4.6.1 腰石垣

上述したように、実際の事例で見られるすべりの発生

形態は、ほとんどのケースで下流斜面の法先すべりである。また、模型実験でも最初の変形は法先で測定されている。法先は、もともと有効応力が小さくせん断応力も卓越している上に、降雨時には浸透水が浸出しやすいことから、すべり破壊の最初の起点となりやすい。このような観点から、下流斜面法尻に設置される腰石垣は、法尻への押さえ荷重としての効果と堤体内の浸潤線の上昇を防ぐ効果をもつため、すべりに対する対策として有効であると考えられる。

上述したように、2002年にすべりが発生した大溜1号ため池では、腰石垣が設置されていたため、法先での変形や崩壊は発生していない。しかし、刃金土とさや土の透水係数が大きく変わらないことや、斜面勾配が急であることから、浸潤線が斜面中段下で斜面表面に接近する形状となり、斜面内すべりが発生した。このように、腰石垣だけでは、浸潤線が十分に低下しない場合には、法先から水平ドレーンを設置するなどの工法を検討する必要があると考えられる。

4.6.2 降雨浸透の抑制

村石ら(1991)や久楽ら(1985)は、鉄道盛土や河川堤防に対する補強対策として、良質な粘性土で斜面や天端を被覆することによって、斜面の降雨に対する抵抗性が向上するという実験結果を得ている。これらの工法は、堤体表面からの浸透を抑制することを目的としており、堤体内部の間隙水圧の上昇を抑制するため、すべり破壊の防止に対して効果が高いと考えられる。このような被覆工法は、ため池においては適用されておらず、研究的にもあまり進められていないため、今後この工法についても検討していく必要があるだろう。

4.6.3 漏水対策

錢茂谷内ため池や大溜1号ため池(1998)では、浸透破壊によって、堤体のすべりが誘発されるという破壊形態であった。いずれのため池でも、豪雨による被災より以前に、堤体からの漏水が確認されていた。このような常時における漏水に対して、適切な処置を取ることができれば、豪雨時におけるため池のすべり破壊に対する安定性も大きく向上するものと考えられる。漏水を発生しているため池の数が非常に多いため、漏水経路の位置などの調査を行い、短期間かつ低コストに漏水対策を行っていく必要がある。このための漏水調査手法については、第V章で提案することとする。

4.7 すべり破壊によるため池の崩壊に関するまとめ

第IV章では、すべり破壊が発生したため池の事例分析を行うとともに、豪雨時における貯水位上昇と降雨浸透を想定した模型実験を行った。この結果、得られた主要な結論は以下の通りである。

すべりを生じた多くの事例で、破壊の形態は法先すべりであった。また、模型実験においても、破壊は全てのケースで法先からの崩壊形態となった。一方、地下水面

が斜面途中から浸出していた被災ため池の事例では、地下水の浸出点近傍を下端とする斜面内すべりとなっていた。このことから、すべりの発生箇所は、堤体の形状、堤体土の強度などにも大きく関係すると考えられるが、地下水の浸出に非常に大きな影響を受けることが分かった。また、堤体の形状や腰石垣の配置などの設計において、降雨浸透を考慮した浸潤線の計算が必要であることが分かった。

すべり破壊が発生した多くのため池の事例で、すべりの発生および進行の形態は、比較的小さなすべりが下流側から上流側に向かって徐々に進行する逐次すべりであった。一方、堤体下流斜面を表面流が流下した被災ため池の事例では、天端から下流法先にかけての規模の大きなすべりが発生した。模型実験では、いずれのケースでも逐次すべりの破壊形態となったが、強い降雨強度を作用させたケースでは、より大きなすべり面でかつ急激な崩壊を示した。以上のことから、すべりの規模は、堤体形状や堤体土の強度にも関係すると考えられるが、堤体に強い降雨量が作用した場合、大きなすべりや急速な逐次すべりが発生する可能性があることが分かった。

すべり破壊が発生した事例を分析した結果、堤体に発生した浸透破壊によって下流斜面に漏水が発生し、すべり破壊が誘発されるという事例が多く見られることが分かった。これらの漏水は、貯水位を設計洪水位より僅かに低下させた時点で漏水が停止していることや、堤体上流斜面近傍での遮水性が低下していることから、第III章で述べた「満水位上流斜面」付近からの浸透破壊によるものであると推定された。このように、ため池は貯水構造物であるため、浸透破壊とすべり破壊のメカニズムが複合した破壊形態をとることが分かった。また、老朽化したため池では、降雨浸透だけでなく、貯水位上昇が下流斜面のすべりに対する安定性に強く影響することが分かった。

また、これらの被災ため池で被害前にも漏水が発生していたことから、豪雨によるため池の被害を抑止するために、常時において漏水が発生しているため池に対して、漏水対策を施すことが重要であることが分かった。

V 越流破壊によるため池の崩壊

5.1 概説

豪雨時には、ため池上流に降った降雨が集水して、ため池貯水池内に流入する。このときの流入量がため池の洪水吐の排水能力を上回ると、貯水位が設計洪水位以上に上昇し、堤体を越流することになる。一般にアースダムは越流に対して弱い構造物であるといわれており、第II章のTable2-1で示したように多くのため池が越流によって決壊している。

越流によるため池の被害への対策を考える上で、主に二つの問題を検討する必要がある。一つ目は洪水吐の放水能力の問題である。この問題については、集水域からの流出量に関する検討や洪水吐および洪水吐水路における水理学的な検討が必要である。二つ目は、越流に対する堤体の耐浸食性の問題である。万が一、洪水吐の放水能力以上の豪雨が作用した場合、堤体が決壊に至るかどうかを検討することは、下流地域の安全性にとって極めて重要な課題である。前者の洪水吐の詳細な問題については、水文学や水理学の分野の研究に譲ることとし、本章では、洪水吐の放水能力の現状に関する簡単な分析と後者の越流に対する耐浸食性の検討を行う。

5.2 既往の文献レビュー

ため池の越流被害に関する事例報告や研究報告は非常に少ない。したがって、フィルダムや河川堤防の研究報告を中心に紹介する。上述したように、越流に関しては、洪水吐の問題が大きいが、ここでは堤体の耐浸食性の問題を取り扱った研究に絞ってレビューを行う。

木村ら（1999）は、均一型フィルダムの越流を想定した遠心模型実験を行い、破壊の形態について報告している。堤体土の密度が低い場合や乾燥状態の堤体に急速に貯水し越流を発生させた場合には、模型堤体表面にガリ浸食が発生するとともに、内部浸食（土砂の噴出）が発生して崩壊に至るとしている。また、堤体土の密度が高い場合や越流前に堤体内に大きな飽和域がある場合は、内部浸食よりもガリ浸食が卓越して崩壊に至るとしている。この研究のように、堤体に越流が作用した場合、越流による堤体表面の浸食だけでなく、内部浸食のような浸透破壊が連動して発生する可能性がある、という実験結果は興味深い。

河川堤防の分野では、国土交通省土木研究所を中心に越流に関する研究が精力的に進められている。檜谷ら（1986）は堤高 25cm の模型堤体に、模型材料や下流法面勾配を変えて越流水を作用させる実験を行い、越流を受けた場合の堤体の耐浸食性について以下のように述べている。

- ① 堤体土に砂分が少なく、細粒分含有率が大きいほど浸食を受けにくい。
- ② 天端や裏法面が草やアスファルト等で被覆されている場合、浸食を受けにくい。
- ③ 越流水深や単位時間当たりの越流量が浸食の度合いに与える影響は少ない。

須賀ら（1984）は、堤高 2.5m、天端幅 4.0m の大型模型堤体に越流水を作用させる実験を行い、堤体材料の違い、模型表面の被覆、天端幅の違いなどが越流浸食の程度や速度に与える影響について検討している。越流浸食による堤体の崩壊は、流水による下流斜面の浸食が初めに発生し、下流斜面が大きくえぐられた後、天端が大きな土塊で順次崩落するという形態を取ることを明らかに

している。また、堤体の耐浸食性について以下のように述べている。

- ① 堤体表面の被覆（張芝）は、越流が開始してから浸食が始まるまでの時間を遅らせる効果がある。
- ② 天端幅が広い場合、下流斜面が浸食された状態でも天端が自立するため、越流に対して抵抗性が高い。
- ③ 堤体材料の違いによって、浸食量や浸食の速度に明確な違いが見られなかった。耐浸食性には、締固めの状態が影響している可能性が高い。

また、須賀ら（1984）張芝による被覆を施した状態でも、一旦浸食が始まると急速に崩壊が進展し、総越流量が 800m³/m を越えると決壊に至ると述べている。実際の河川堤防で起こりうる総越流量は 9300m³/m であり、これに耐えうるためには張芝ではなくアスファルト舗装等の保護対策が必要であるとしている。

海外のフィルダムでも、越流崩壊した事例が数多く存在する。そのほとんどが洪水吐に関する報告であるが、越流に対する下流斜面の保護対策について述べられた報告も存在する。Galt（1996）は、Flint River Dam の決壊被害について調査を行い、数日間に及んだ越流によって堤体のほとんどが流失したが、上質の植生が施してあった部分では損傷がなかったと報告している。その上で、植生による被覆の耐浸食性が極めて高いと述べている。また、Henderson（1996）は、洪水吐の放水能力以上の洪水に対して、越流を許容し、植生工法、ジオテキスタイル工法、リップラップ工法、蛇籠・ふとん籠などによって天端や下流斜面を保護する方法について述べている。

5.3 越流破壊の事例

5.3.1 堤体の不等沈下による越流水の集中：狼藪ため池の事例

狼藪ため池は、山口県むつみ村に位置し、堤高 6.4m、堤頂長 67.0m、貯水量 25,000m³ の均一型ため池である。このため池は 1997 年台風 19 号の豪雨によって越流して決壊した。狼藪ため池の平面図を Fig.5-1 に示す。図に示すように左岸側の地山の斜面崩壊によって洪水吐が閉塞されたため、貯水が上昇し、越流が発生した。決壊の状況を Photo 5-1 に示す。堤体土の土質は粘土であり、締固め度も 91.8% と比較的高い。上述した檜谷ら（1986）、須賀ら（1984）の研究結果と比較すると、浸食を受けにくい土質といえる。

決壊は旧みお筋の底樋設置部分で発生していた。底樋は木樋であるため、当初、決壊の原因は木樋が腐ったことによる浸透破壊と考えられた。しかし、洪水吐が完全に閉塞されていることや、下流斜面で草がなぎ倒されるなど浸食の跡が残されたりしていること、底樋の入口部分は浸食されていないことなどから、決壊の主要な原因は、浸透破壊ではなく、越流であるものと推定さ

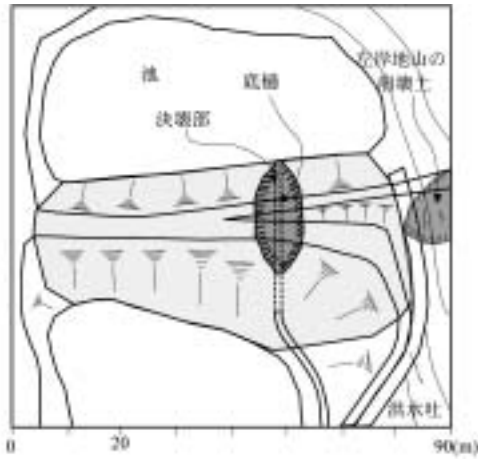


Fig.5-1 狼藪ため池の平面図
Plan of Ookamiyabu dam

れた。

Fig.5-2 に堤体の縦断面図を示す。底樋は通常、基礎地盤の標高が最も低く、盛土高が最も高いところの基礎地盤上に設置されることが多い。Fig.5-2 に示すように、天端は堤体中央部の盛土高の最も高いところを中心に不等沈下していた。このため、底樋設置部分直上の天端は、他の部分の天端と比べて最も低くなっており、越流水がこの部分に集中したものと考えられる。越流時間等が不明であるため、明確なことはいえないが、越流水が一カ所に集中することにより、浸食に比較的強い良く締まった粘性土堤体でも決壊に至ったものと考えられる。

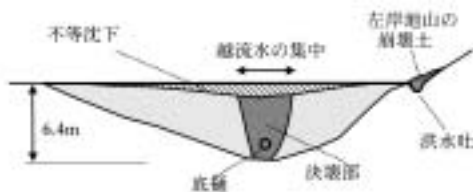


Fig.5-2 狼藪ため池における越流水の集中
Concentration of overflowed water at Ookamiyabu dam

5.3.2 浸透破壊との複合的な崩壊：大谷ため池の事例

大谷ため池は、山口県むつみ村に位置し、堤高2.3m、堤頂長33.0mの傾斜コア型ため池である。1997年台風19号の豪雨によって、堤体中央右岸寄りの底樋設置部分を中心として決壊した。Photo 5-2 に決壊状況のPhoto、Fig.5-3 に大谷ため池の平面図を示す。洪水吐はコンクリート製の流入式である。設計洪水流量1.10m³/secに対して、放水能力は0.175m³/secであり、設計基準値よりも大きく不足していた。天端および下流斜面は、全面に張芝が施されていた。また、上流斜面には斜面保護用の張コンクリートが施されていた。堤体の土質は、刃金土部分が粘土(CH)、さや土部分が礫混じり細粒分質砂(SF-G)である。したがって、下流斜面は比較的浸食されやすい土といえる。



Photo 5-1 狼藪ため池の決壊状況 (下流側から撮影)
Condition of Ookamiyabu dam breach
(viewed from downstream)

Fig.5-3 に示すように、決壊部は、幅が約11.0mであり、下流法尻において深さ約80cmまで浸食され、えぐられたような形状となっていた。決壊部の左右岸では、越流水によって下流斜面の表面が広く浸食されていた。下流斜面の草が堤頂長の半分以上の長さにわたってなぎ倒れていることや、堤体に不等沈下が発生しておらず、天



Photo 5-2 大谷ため池の決壊状況 (左岸下流側より撮影)
Condition of Ootani dam breach
(viewed from downstream)

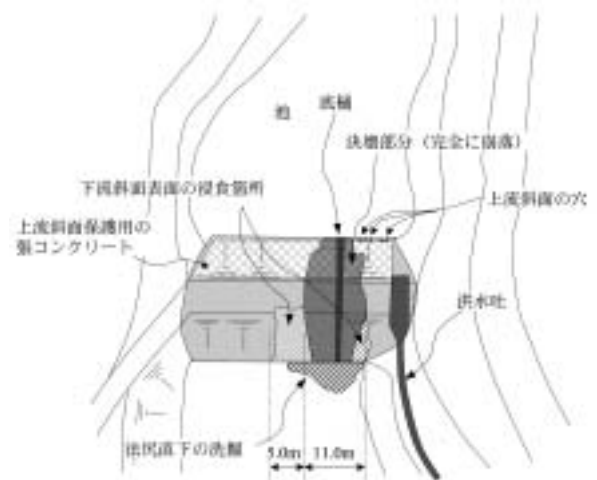


Fig.5-3 大谷ため池の平面図
Plan of Ootani dam

端がほぼ水平であることから、越流は比較的広い範囲で発生していたものと考えられる。張芝は、広い範囲にわたって剥がれており、越流浸食に対する抵抗性があまり高くないものと推定された。

斜面保護用の張コンクリートの下部(上流斜面の法尻)には、Fig.5-3 に示すように、直径5～10cmの穴が多数発見された。第Ⅲ章3.6.2節の「内原野ため池」と同様に、大谷ため池の場合も、不透水性の斜面保護張コンクリートのために貯水位降下時の浸透が上流斜面の法尻に集中し、吸出しが発生して、上述のような穴が発生したものと考えられる。したがって、大谷ため池の事例の場合、下流斜面の浸食を受けていることから、破壊の主要な原因は越流である可能性が高いが、浸透破壊が発生した可能性も完全に否定することはできない。このように越流による破壊は、メカニズムの特定が困難な場合があることが分かる。

5.3.3 水路の流下能力不足で下流斜面が浸食された事例：二千六百紀ため池

二千六百紀ため池は、山口県むつみ村に位置し、堤高11.0m、堤頂長44.0mの均一型ため池である。1997年の台風9号の豪雨によって、洪水吐を中心に越流し、下流斜面が崩落した。洪水吐の放水能力は $6.91\text{m}^3/\text{sec}$ で、設計洪水流量 $7.23\text{m}^3/\text{sec}$ に対して若干不足していた。洪水吐および水路は石張りである。また、堤体土は細粒分質礫質砂であり、比較的浸食されやすい土といえる。

Fig.5-4 に平面図、Photo 5-3 に被害状況写真を示す。

Fig.5-4 に示すように、洪水吐水路を中心に崩壊が発生しており、水路は天端から斜距離2.9mのところの湾曲した部分から下流側は完全に流失していた。洪水吐から放流された水が、水路で吐ききれず、湾曲部から溢りし下流斜面に流れ込んだものと考えられる。下流には直径数十cmの礫も流されていたことから、越流時にはかなりの流量が下流斜面を流下していたものと考えられる。

下流斜面の中段より下には、Photo 5-3 に示すように、

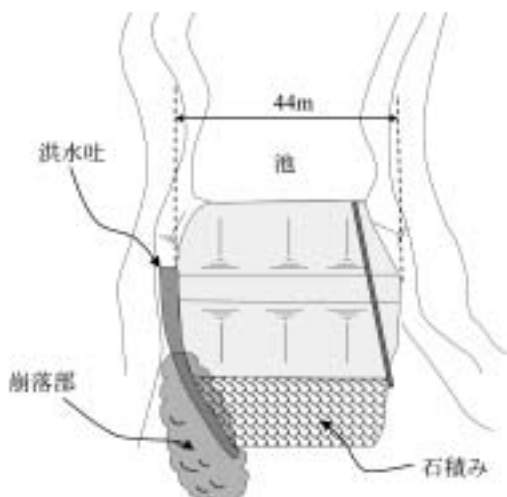


Fig.5-4 二千六百紀ため池平面図
Plan of Nisenroppyakki dam



Photo 5-3 二千六百紀ため池の被災状況（下流より撮影）
Nisenroppyakki dam (viewed from downstream)

直径1m以上の巨礫による石積みが設置されていた。崩落跡では砂分以下の粒径分はほとんどが流亡していたが、これらの巨礫によって浸食が防止され、決壊に至らなかったものと推定された。このように、下流斜面が越流によって浸食されにくく、流失しにくい材料で被覆されている場合、決壊等の大きな被害に至らない場合があることが分かる。

5.3.4 越流を受けながら決壊しなかった事例その1：仏光寺ため池の事例

仏光寺ため池は、山口県福栄村に位置し、堤高3.9m、堤頂長29.0m、貯水量 $1,500\text{m}^3$ の均一型ため池である。このため池は、1997年台風19号によって越流したが、堤体にほとんど損傷を受けず、決壊に至らなかった。仏光寺ため池の平面図および横断面図をFig.5-5に示す。洪水吐は石張りの流入式である。放水能力は $0.50\text{m}^3/\text{sec}$ であり、設計洪水流量 $0.59\text{m}^3/\text{sec}$ に対して若干不足していた。堤体土はマサ土の細粒分混じり礫質砂であり、細粒分含有率が21%で締固め度も79.0%と低い。したがって、上述した檜谷ら(1986)、須賀ら(1984)の研究結果と比較すると、浸食を受けやすい土質といえる。

越流は、堤体左岸の地山取り付け部分を中心に二日間に渡って断続的に延べ4時間発生した。また、この二日間の水位はほぼ天端高さにあったと報告されている。堤体は、下流斜面勾配が1:1.2とかなり急傾斜であることに加え、天端幅も0.8mしかなく、Photo 5-4に示すように、一見して非常に不安定な形状である。しかし、越流水と洪水吐水路を溢れた水によって下流法尻直下の地盤が僅かに浸食を受けただけで、堤体部分の損傷はほとんど認められなかった。

仏光寺ため池の下流斜面は、全面に地表面浅く根を張る植生(葛、竹等)に覆われており、大谷ため池において張芝で被覆されていた下流斜面と比較すると、表面部分が非常に硬く、サンプリングを行う際には、スコップや鋸では根の切断が困難なほどであった。Photo 5-5は、下流斜面の植物根を撮影したものである。この写真より、直径1～3cmの植物根が地表面下数cmのところの隙間なく張っていることが分かる。このことから、仏光寺ため池において、越流による被害を受けなかった理由

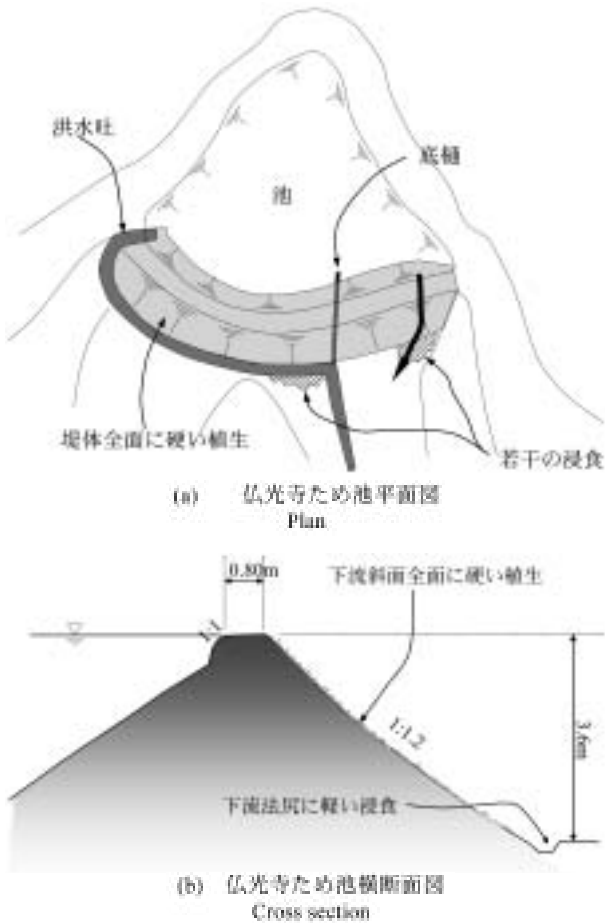


Fig.5-5 仏光寺ため池の越流状況
Bukkouji dam



Photo 5-4 仏光寺ため池の堤体
Embankment of Bukkouji dam



Photo 5-5 仏光寺ため池の植生による被覆
Plants on the surface of Bukkouji dam

は、硬い根を持つ植生の被覆によって浸食が抑制されたためであると推定される。

5.3.5 越流を受けながら決壊しなかった事例その2：長沢ため池の事例

長沢ため池は、山口県阿武町に位置し、堤高 6.0m、堤頂長 72.0m の均一型ため池である。1997 年の台風 19 号の豪雨によって約 4 時間越流したが、決壊に至らなかった。Fig.5-6 に長沢ため池の平面図を示す。洪水吐はコンクリート製の越流式である。洪水吐の放水能力は 4.42m³/sec であり、設計洪水流量 3.93m³/sec に対して十分な量であった。天端は道路として利用されており、アスファルト舗装がなされている。この道路工事は、洪水吐工事後に行われており、この工事の際に洪水吐上にかけられた橋のピアによって流下断面が小さくなっていった。したがって、洪水吐の放水能力は上述した値より小さくなっていったものと推定される。また、下流斜面は管理不足のため、Fig.5-7 に示すように、雑木林化しており、人が入れないほど隙間なく植生で被覆されている状態であった。

越流は、幅 3 ~ 5m の範囲で天端を流れ、雑木林化した下流斜面を流下して、最終的には洪水吐水路に流れ込んでいた。また、洪水吐水路が下流法尻付近で屈曲して

いるため、洪水吐を流下した水がこの屈曲点で溢水し、越流水と合流して下流法尻を洗掘した。しかし、天端および下流斜面は法尻近傍を除いてほとんど損傷を受けていなかった。これは、天端が舗装されていることに加え、草本や木の幹によって越流水の流速が減少するとともに、植物の根によって浸食が抑止されたためであると推定される。

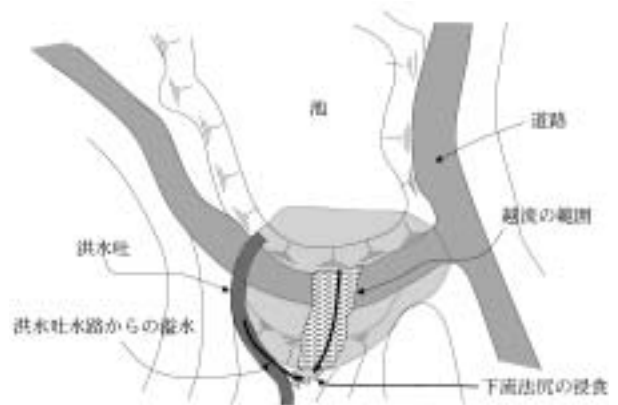


Fig.5-6 長沢ため池の平面図
Plan of Nagasawa dam

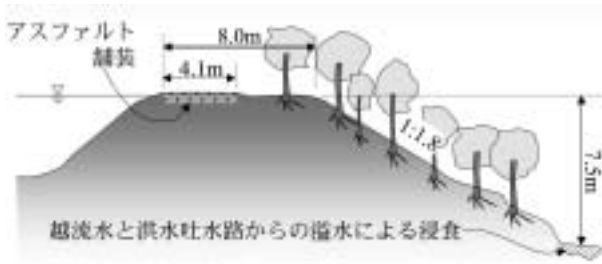


Fig.5-7 長沢ため池の横断面図
Cross section of Nagasawa dam

5.4 越流破壊に関する考察

5.4.1 ため池における洪水吐の放水能力の現状

概説で述べたように、ため池に越流が発生するかどうかを検討する上で、大きな問題の一つは洪水吐の放水能力の問題である。洪水吐に関しては、その構造や集水域からの流出量などが主な問題であると考えられるが、これらの問題は水理学や水文学の分野に譲り、ここでは洪水吐の放水能力の現状について簡単な分析を行うこととする。

1997年の台風19号の豪雨によって大きな被害を受けた山口県むつみ村に位置する45個のため池を対象に、洪水吐の放水能力について分析を行った。Fig.5-8は、1997年の台風19号の豪雨時に45個のそれぞれのため池で発生した流出量と洪水吐の放水能力の関係を表したものである。流出量の計算は、土地改良技術設計指針「ため池整備」⁶⁾に記載されている合理式に基づいて、200年確率降雨強度の代わりに1997年の台風19号豪雨時の降雨強度を用いて算出した。集水面積や洪水到達時間係数は、ため池台帳や1/5000の森林基本地図等から求めた。また、洪水吐の放水能力はため池台帳に記載されている値をそのまま用いた。図中に示した実線は、1997年以前に用いられていた200年確率降雨強度から求めた設計洪水

流量に対する限界線であり、この線より下にプロットされているため池は設計基準を満たしていなかったことを示している。同様に、「1997年台風9号豪雨に関する限界線」と示した点線以下にプロットされているため池は、この豪雨の際の洪水ピーク流量が洪水吐の放水能力より大きかったことを表している。45個のため池は、無被害（貯水位が設計洪水水位以下で堤体に被害がなかったもの）、被害（貯水位が設計洪水水位以上に上昇し、堤体に被害があったもの）、越流の恐れ（越流は発生しなかったが、貯水位が設計洪水水位を越えて上昇したもの）、越流して無被害（越流が発生したが、堤体に損傷がなかったもの）に分けて表示している。

Fig.5-8より、1997年の台風19号の降雨強度は200年確率降雨強度を超えており、まれに見る豪雨であったことが分かる。それぞれのプロットの位置を設計洪水流量の限界線と比較すると、64%のため池で洪水吐の設計基準を満たしていなかったことが分かる。また、1997年台風9号豪雨の限界線と比較すると、この豪雨では87%のため池で洪水吐の放水能力を上回る洪水ピーク流量が貯水内に流入したことが分かる。

越流に対する対策としては洪水吐を改修することが最善の策であると考えられる。しかし、Fig.5-8に示した事例では、半分以上のため池で設計基準を下回る洪水吐の放水能力となっており、全てのため池ですぐに洪水吐の改修を行うことは困難である。また、小さなため池では、設計基準を満足するための洪水吐が堤体と比べて大きなものとなり、建設コストが膨大となるために洪水吐の改修が実施できないものも少なくない。したがって、洪水吐の改修だけでなく、緊急放流設備の設置や、若干の越流があってもすぐには決壊しないような補強対策など低コストで短期に施工できる対策が必要であろう。

一方、Fig.5-8から、洪水吐の能力が不足しているため池の大部分は無被害であったことが分かる。この理由と

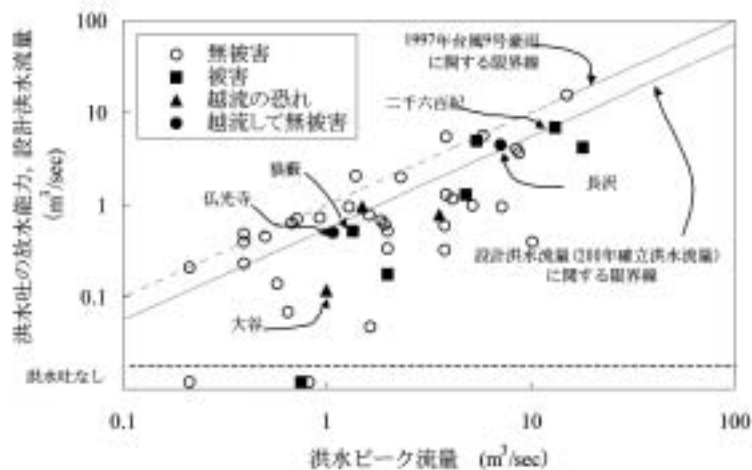


Fig.5-8 1997年台風9号豪雨における山口県むつみ村のため池の洪水吐放水能力
Flow capacities of small earth dams in Mutumi village (Yamaguchi prefecture)
in the case of typhoon No.9, 1997

して、ため池のような小流域における流出量を合理式によって正確に求められないことも考えられるが、これらのため池で降雨前に貯水位が低い状態であったことも一つの可能性として考えられる。降雨前の貯水位が低い場合は、空き容量がバッファとして機能するため、今後は、洪水のピーク前に満水にならない可能性がある。貯水位の管理方法も含めて、越流対策を検討していく必要があるだろう。

5.4.2 越流に対する堤体の耐浸食性に関する考察

1997年台風19号の豪雨によって越流したため池は5件であり、このうち2件が決壊している。Table 5-1にこれらのため池堤体の状況を示す。檜谷ら(1986)、須賀ら(1984)両者の河川堤防の研究結果をまとめると、堤体が浸食を受けにくい条件は、①堤体土に砂分が少なく細粒分含有率が大きい。締固め度が高い。②天端幅が大きい、③下流斜面勾配が緩い、④天端および下流斜面に被覆がある、である。これらの条件に照らしてみると、堤体土質、天端幅、下流斜面勾配の条件については、決壊した狼藪ため池や大谷ため池より無被害の仏光寺ため池の方が越流浸食を受けやすい条件となっている。上記の6項目の中では、天端・下流斜面の被覆に関してだけ、河川堤防における研究結果と合致する結果となった。二千六百紀ため池は、締固め度の低い砂質土堤体であるが、かなりの越流水が流下していたにもかかわらず、礫が下流斜面を被覆しており、浸食に対する押さえの役割を果たしていたために、決壊には至らなかった。また、仏光寺ため池は、下流斜面は全体に地表面浅く根を張る植生で被覆されていたため、被覆以外の条件が極めて悪いにもかかわらず、延べ約4時間の越流を受けながら、堤体にはほとんど損傷がなかった。これらのため池の他の悪条件を考慮すると、越流に対して天端および下流斜面の被覆の効果が非常に大きいことが分かる。

5.4.3 洪水吐周辺地山や洪水吐水路の問題

上述の狼藪ため池の事例では、洪水吐周辺の地山が崩

壊して洪水吐が閉塞された結果、越流が発生した。このように、越流破壊を防止する上で洪水吐周辺の地山の安定性も検討する必要がある。また、二千六百紀ため池では、洪水吐水路から溢れた水によって下流斜面が浸食された。同様に、仏光寺ため池や長沢ため池の事例では、堤体には損傷がなかったものの、洪水吐水路から溢れた水によって下流法尻直下の地盤が浸食を受けた。このように、洪水吐の検討だけではなく、水路の流下容量の検討や万が一水路から水が溢れても堤体に損傷を与えないような流路の検討なども必要であろう。

5.4.4 越流による破壊のメカニズムに関する考察

堤体に越流が作用したときの崩壊メカニズムとして、①越流水による浸食、②堤体表面からの浸透による間隙水圧・飽和度の上昇に起因するすべり破壊、③パイピングなどの浸透破壊、が考えられる。以下にこれらのメカニズムについて考察する。

- ① 「越流水による浸食」については、河川堤防に関する檜谷ら(1986)、須賀ら(1984)の研究で、以下のように述べられている。堤体を流下する水の粘性によって堤体表面にせん断力が作用して浸食が発生する。特に、下流斜面上の流下に伴って越流水の流速が増大するため、下流斜面の法尻直下では、大きなせん断力が発生し、浸食が発生しやすいと述べられている。
- ② 「すべり破壊」については、第4章のIV.3.4節で述べた青野ため池の事例が参考になるであろう。青野堤ため池では、上流からの表面流が堤体を流下することによって、流動化を伴った大きなすべり破壊が発生している。この事例における表面流が堤体を流下する条件は、越流と同様な条件であることから、貯水からの越流時にもすべりを主要なメカニズムとした崩壊が発生する可能性があることが分かる。すなわち、天端および下流斜面表面からの越流水の浸透と天端高まで上昇した貯水からの浸透によって、堤体内部の間隙水圧上昇に

Table 5-1 堤体土及び堤体形状と被災の関係

Relationships between embankment conditions and damages by overflow

ため池名称	決壊		被害	無被害	
	狼藪	大谷		二千六百紀	仏光寺
堤体土質	粘土	礫混じり 細粒分質砂	細粒分質 礫質砂	細粒分混じり 砂質礫	不明
締固め度 (%)	91.8	88.0	77.5	79.0	不明
細粒分含有率 (%)	43	33	30	21	不明
天端幅 (m)	2.7	2.6	7.5	0.8	4.1
下流斜面勾配	1:2.0	1:1.4	1:2.0	1:1.2	1:2.3
天端・下流斜面被覆	草 (草丈長)	草本 (草丈短)	草本・巨礫	地表面に 根を張る植生	アスファルト 雑木

起因する有効応力の低下と飽和度の上昇による自重の増加が発生し、せん断破壊が発生する可能性がある。

- ③ 越流時における「浸透破壊」の可能性について述べる。上述した木村ら（1999）の研究では、越流に伴って堤体内部から内部浸食による噴砂が発生して、崩壊が進行したと述べられている。この実験における内部浸食の発生メカニズムについては明らかにされていないが、越流によって堤体内の間隙圧が上昇したため、動水勾配が高くなり、パイピングが発生したものと考えられる。越流時には、貯水位も高くなっており、第Ⅲ章で述べたような上流斜面部の遮水性の低下があった場合、浸透破壊による崩壊が発生する可能性も否定できない。

①～③に記述した破壊の要因と崩壊形態の関係を整理したものが Fig.5-9 である。堤体や越流の状況等によって、Fig.5-9 に示した破壊の要因やメカニズムのうち、一つあるいは複数が同時に発生して、堤体の崩壊に至るものと考えられる。今後は、実験や解析を行い、個々の要因による影響を明らかにし、それらの結果を整理することによって越流時の破壊メカニズムを明らかにしていく必要がある。

5.5 越流破壊に対する対策

上述したように、越流に対する対策としては、十分な放水能力を持った洪水吐を設置することが、最も安全な対策であると考えられる。しかし、実際には設計基準を満たしていないため池が数多くあることや規模が小さいため池では改修にかかる全体のコストに対して洪水吐のコストが大きな比率を占めてしまうことなどから、全てのため池において短期間で洪水吐を改修することは困難であると考えられる。

仏光寺ため池の事例から、地表面に根を張る植生が越流に対して強い抵抗力を持つことが明らかになった。植物根は枯死した場合、水みちとなりやすく、浸透破壊を誘発する危険性がある。したがって、越流に対する対策として下流斜面に繊維等による被覆を設置し、越流水による浸食を防ぐ工法等が有効と考えられる。景観の問題があるが、アスファルトやシートなどで下流斜面表面に不透水膜を作り、二次的な洪水吐とする方法も有効であろう。また、河川堤防の分野で提案されている粘性土による被覆についても、今後検討していく必要があるだろう。特に、沈下が発生しやすいみお筋部分（多くは底樋が設置されている）の天端、下流斜面を被覆で補強することにより、越流による決壊を抑止することが可能であると考えられる。

また、2000年に発行された土地改良技術設計指針「ため池」では、改修の際に緊急放流施設を設置することが記述されている。基準では、1日で常時満水位から2mま

たは貯水深の1/3高さの水位を低下させるような放流施設が必要であるとされている。緊急放流施設は、底樋管で代用することができるため、底樋の改修と合わせて設置することが可能であり、コストの面からも効果の高い対策方法であると考えられる。また、「満水位上流斜面」を入口とする浸透破壊が発生した場合においても、迅速に水位を低下させることにより、破壊の進行をくい止めることができるという効果も期待できる。

5.6 越流破壊によるため池の崩壊に関するまとめ

本章では、越流によって崩壊したため池の調査を行った結果、以下のような結論が得られた。

- (1) 越流して決壊したため池と越流したにも関わらず堤体に損傷がなかったため池を比較した結果、堤体の土質や斜面勾配等よりも、天端および下流斜面の被覆の条件が、越流時の堤体の耐浸食性に大きく関係することが分かった。
- (2) 越流時のため池の破壊メカニズムは、越流水による浸食、堤体表面からの浸透に伴うすべり破壊、パイピングなどの浸透破壊が考えられる。これらのメカニズムが複合して発生する可能性も否定できず、越流時の崩壊は複雑な破壊メカニズムであることが分かった。
- (3) 堤体が不等沈下が発生していた場合、越流水が天端高さの低いところに集中し、決壊に至る事例があることが分かった。
- (4) 洪水吐周辺の地山が崩壊して、洪水吐を閉塞し、越流による決壊が発生した事例があった。また、二千六百年ため池のように、洪水吐水路から溢れた水が下流斜面を浸食する事例が見られた。これらのことから、洪水吐の放水能力の検討だけではなく、洪水吐周辺地山の安定性や水路の流下容量、万が一水路から水が溢れても堤体に損傷を与えないような流路、などの検討も必要であることが分かった。
- (5) 1997年台風9号の豪雨では、多くのため池で洪水吐の放水能力を超える洪水ピーク流量が発生していたことが明らかとなった。また、洪水吐が設計基準を満たしていないため池が半数以上あることが分かった。洪水吐の改修はコストが高いことから、越流に対する対策として、堤体の越流に対する抵抗力を高める方法などについても検討を行っていく必要がある。
- (6) 越流に対する対策として下流斜面に繊維等による被覆を設置し、越流水による浸食を防ぐ工法等が有効と考えられる。また、アスファルトやゴムシートなどの簡易な二次的洪水吐の設置や緊急放流口の設置も越流に対して大きな効果を持つと考えられる。

Ⅵ 地中レーダによる漏水経路の調査法 — ため池の豪雨災害に対する防止対策 —

6.1 概説

第Ⅲ章および第Ⅳ章で述べたように、老朽化し、浸透のチャンネル（漏水経路）が発生しているため池では、豪雨時における貯水位上昇や降雨浸透によって浸潤線が上昇し、浸透破壊やすべり破壊が発生する可能性が高い。このようなため池に対して、早期に漏水対策を行うことによって、浸透破壊やすべり破壊に対する堤体の安定性を高め、豪雨によるため池の被害を大きく減少させることができるものと考えられる。

現在、漏水を発生しているため池に対して、一般的に用いられている改修方法は前刃金工法である。前刃金工法は、堤体上流斜面に不透水性材料を設置し堤体の遮水性を高める工法であり、ほとんどの場合で漏水は完全に停止するが、大規模な全面改修になることや、良質の刃金土が不足していることなど多くの問題点がある。このような全面改修工法に代わる低コストな改修法として、部分的な前刃金工法や軟質注入材による部分グラウト工法（中島ら，1999；山下ら，1998）が有効であるが、部分改修工法で確実に漏水を停止させるためには漏水経路の特定が必要不可欠である。

本章では、ため池堤体における漏水経路の位置の特定手法として、地中レーダ法を取り上げその適用性について述べる。地中レーダ法は、地表でアンテナを走行させるだけでよく、少人数での調査が可能であり、かつ調査に必要な時間も短い。また連続的な断面データが得られるため、分解能が高いという特徴をもつ。地中レーダは主に埋設物探査に使用され、ほぼ実用レベルに達している。しかし、漏水経路調査に用いられた研究事例はなく、実用化も行われていない。この理由として、漏水調査では、埋設管等と比較して漏水経路の反射係数の絶対値が小さいことから、明瞭な反射が検出できず、締固め層や堤体材料のばらつきによる反射と区別が困難であることが考えられる。また、地中レーダ調査結果の判読にかなりの習熟を要することも、ため池調査に地中レーダが適用されなかった原因の一つと思われる。

農業用ため池では季節により大きく水位が変動し、貯水位に応じて漏水が発生したり、停止したりする。本章では、ため池のこの特性に着目して、ため池の貯水位が異なる時期における地中レーダ調査結果を比較することにより、漏水経路位置の特定を行う手法を提案し、モデル実験及び現地実証試験により検証を行った結果について述べる。

6.2 既往の漏水経路調査法のレビュー

本節では、地中レーダ法を含む様々なため池の漏水調査法に関する研究についてレビューを行い、それぞれの漏水調査法の特徴について述べる。

ため池の漏水経路調査法には、ボーリング孔を利用した種々の調査法、トレーサ法、物理探査法などが挙げられる。ボーリング孔を利用した調査法としては、現場透水試験、地下水流向流速測定などがある（地盤工学会，1995）。しかし、これらの調査法は本来地盤内の各地層における透水特性を調査する手法であり、ボーリング孔周辺の点情報しか得ることができない。漏水経路の位置を特定するためには、数多くのボーリング孔が必要となるため、現実的には漏水経路調査への適用は困難であると考えられる。

トレーサ法は、塩水や着色剤などのトレーサをボーリング孔や堤体上流斜面に投入して下流側の漏水浸出口で検出する手法であり、ため池の漏水経路調査では一般的に行われている方法である。堀ら（1995）は、ため池に複数のオーガーボーリングに塩水トレーサを投入してボーリング孔周辺で電気伝導度を測定することによって、漏水経路と漏水量を求める方法を提案している。しかし、この方法は、既にボーリング孔がある場合には、安価で簡便な方法であるが、予め漏水経路を推定してトレーサを投入しなければならず、一回の投入で経路が検出できる可能性は低い。またトレーサの検出に時間を要する場合が多い。

物理探査法による漏水経路調査法には、地中レーダ法の他に、電気探査法、地温探査法などがある。電気探査法は、地盤内の比抵抗を測定して地盤構造を調査する手法であり、ため池の調査でも広く利用されている。竹内ら（1984）は、老朽ため池においてダイポール・ダイポール法による電気探査を行い、漏水している箇所が低比抵抗部分として検出されることを述べている。地温探査法は、深度1mの地温を測定することによって、地下水流の経路を測定する手法である。奥山ら（2003）、吉迫ら（1997）は、ため池にこの方法を適用し、漏水の範囲を特定できることを述べている。これらの物理探査法は、電極の設置が必要であり、測定に時間と労力を要することが多い。また、測定精度は電極や温度計の間隔に依存しており、漏水経路を特定するためには、多くの電極、温度計を設置する必要がある。

地中レーダ法は、地盤内に電磁波を放射し反射波の強度や速度などから、地盤内の状態を調査する方法である。この方法は、主に埋設物探査（木村ら，1991）やトンネルなどのコンクリート被覆裏の空洞探査（岡田ら，1995；利岡ら，1985）に使用され、ほぼ実用レベルに達している。ため池への適用については、中里ら（1995）が地震後のため池の被災調査に用いた研究例があるが、漏水調査に用いられた研究例は少ない。

6.3 ため池の漏水の特徴

ため池の漏水経路は、堤体盛土中に発生するものと洪水吐や底樋に沿って発生するものに大別できる。以下の記述では、漏水が堤体盛土に発生する場合と付帯構造物

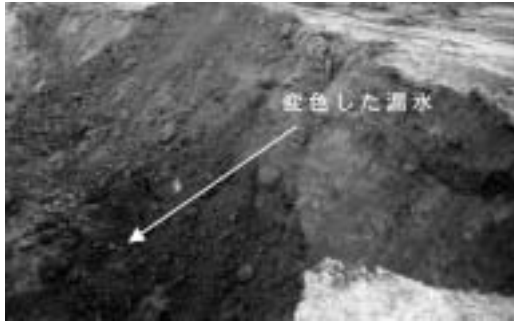


Photo 6-1 ため池を開削した際に発見された漏水跡
(オコスゲ池)

A trace of leakage found by excavation (Okosuge dam)

周りに発生する場合に分けて記述する。

6.3.1 堤体盛土に発生する漏水経路

第Ⅱ章で記述したように、漏水が発生したため池を調査した結果、「満水位上流斜面」を入口とした浸透破壊によるものが見られた。これらのため池では、「環境による劣化現象」やハイドロリックフラクチャリングによって「満水位上流斜面」付近の遮水性が低下し、浸潤線が上昇した結果、下流斜面に漏水が浸出すると考えられる。下流斜面からの漏水が発生すると、法尻からのパイピングによって、水みちが徐々に進展し、上下流方向に発達した漏水経路になると考えられる。

Photo 6-1 は、漏水を発生していたため池を前刃金工法で改修する際に、堤体を開削した写真である。この写真から、漏水していた部分が凸型に変色していることが分かる。漏水していたため池では、このような凸型形状の変色した漏水跡が見られることが多い。これは、高透水性の漏水経路が分布して、その周辺が長時間飽和していたことにより還元作用が起こったためである。

Fig.6-1 に堤体盛土中の漏水形態の概念図を示す。

Fig.6-1 (a) に示すように、漏水しているため池では、遮水性が低下した高透水性の領域が「満水位上流斜面」付近に存在し、その部分を中心として高い含水比の領域が凸型状に広がっているものと考えられる。

以下の記述では、Fig.6-1 に示すように、高透水性の経路を「漏水経路」、漏水経路周辺に分布する高含水比領域を「漏水範囲」、漏水の無い部分を「非漏水部」と呼ぶことにする。

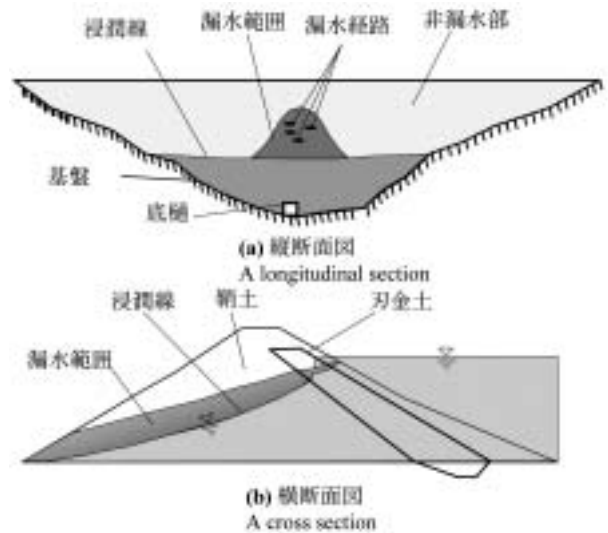


Fig.6-1 堤体盛土中の漏水経路の概念図
Concept of leakage path in an embankment

6.3.2 付帯構造物周辺に発生する漏水経路

Fig.6-2 に付帯構造物周辺の漏水経路の概念図を示す。第3章で述べたように、付帯構造物周りに発生する漏水は、堤体や地盤の不等沈下や付帯構造物周りの透水性地盤の存在を素因として、ハイドロリックフラクチャリングやパイピングが起こることによって発生する。このような漏水経路は土質材料とコンクリートなどの人工材料の境界で発生することが多く、パイプフロー状の漏水経路となる場合が多く見られる。パイプフロー状となった漏水経路は、細粒分が流出して砂礫分だけが残った状態になっていることが多い。以下の記述では、このような高透水性の経路を「漏水経路」、漏水の無い部分を「非漏水部」とする。

6.4 地中レーダの概要

地中レーダの測定原理の詳細は他(佐藤源之, 1998)に譲り、ここでは電磁波の反射・減衰・伝搬の簡単な原理および地中レーダのシステムと可探深度について述べる。

6.4.1 電磁波の伝搬・反射の原理

電磁波の反射・減衰・伝搬速度は、地盤中の比誘電率と比抵抗に関係する。比誘電率と比抵抗は材料が持つ電気的特性であり、一般に電磁波は比誘電率の異なる境界

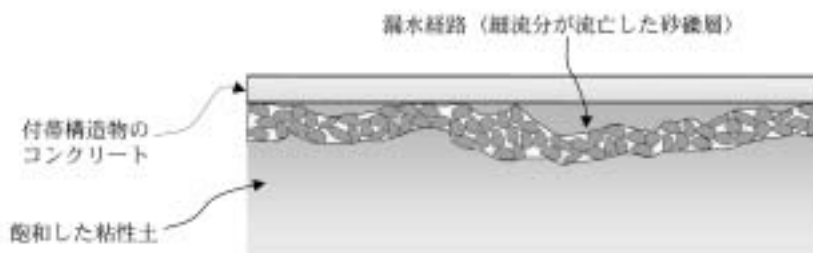


Fig.6-2 付帯構造物周りの漏水経路の概念図
Concept of leakage path around an outlet pipe

面で反射し、比誘電率が高く比抵抗が小さい領域を通過すると減衰する。電磁波が漏水範囲（付帯構造物周辺の場合、非漏水部）から漏水経路に垂直入射する場合、その境界における反射係数 R は以下のように表される。

$$R = \frac{\sqrt{\epsilon_U} - \sqrt{\epsilon_L}}{\sqrt{\epsilon_U} + \sqrt{\epsilon_L}} \quad (1)$$

ここで ϵ_U は漏水範囲（付帯構造物周辺の場合、非漏水部）の比誘電率、 ϵ_L は漏水経路の比誘電率である。 R の絶対値が大きいくほど、受信される電磁波の強度は大きくなる。一般に同一材料、密度の土質材料は含水比が大きくなるほど比誘電率は大きくなるため、電磁波は含水比の異なる境界で反射する。

また電磁波は、比誘電率が高く、比抵抗が小さい領域を通過するとき減衰し、比誘電率が高いほど速度が減少する。したがって、含水比が高い領域を通過するとき減衰し、電磁波速度は小さくなる。

6.4.2 地中レーダシステムと堤体における可探深度

本研究では、現在、地盤調査に一般的に用いられているインパルスレーダシステムを用いた。使用した機種は、GSSI社製のSIR-10であり、Fig.6-3に示すように、アンテナ部（送信・受信）、コントローラ部、記録表示部、測定記録収録部より構成されている。本機は1秒間に2～78回走査（スキャン）し、1走査当たり1024個以下のサンプリングを行うことができる。使用したアンテナは現地実証試験では中心周波数300（MHz）、室内模型実験では中心周波数2（GHz）のものを使用した。

地盤調査における地中レーダの可探深度は、中山ら（1985）によると湿ったロームの場合約3.5m、湿った砂の場合約6mであるといわれている。また利岡ら（1990）によると粘性土（比抵抗50Ωm以下）で1～2m、ローム質地盤（比抵抗100Ωm程度）で3～4m、湿った砂礫地盤（比抵抗100～300Ωm程度）で4～6mとしている。堤体天端から地中レーダ調査を行う場合、さや土部分（前刃金以外の部分）を測定することになるが、この部分はロームや砂質シルト、シルト質砂が用いられていることが多く、可探深度は3～4mであると考えられる。

上述したように、堤体盛土中に発生する漏水形態として、常時満水位から設計洪水水位付近の上流斜面（満水位

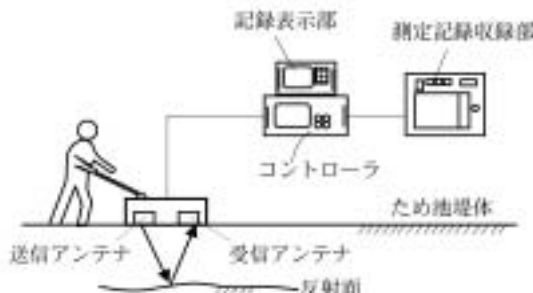


Fig.6-3 地中レーダシステムの概要
Ground penetrating radar system

上流斜面)に漏水の浸入口があり、漏水経路は堤体中の比較的浅い部分に分布するものが多い。したがって、地中レーダで調査可能なケースは多いと考えられる。しかし、堤高が高くなるにつれ、余盛高も高くなるため、地中レーダが適用できるため池は限定される。このような場合、電気探査法等の他の手段を利用すべきである。

6.5 ため池の漏水経路調査への応用

以下の記述では貯水位が高く漏水している状態を「漏水時」、落水により漏水が停止した状態を「漏水停止時」とする。漏水時から漏水停止時の状態に移行した場合における電磁波の反射の変化について考察し、ため池漏水調査への地中レーダの適用手法を提案する。

6.5.1 堤体内漏水の場合

Fig.6-4に漏水時と漏水停止時の場合について、堤体内における電磁波の反射の概念図を示す。図中、浸潤線が凸状になっている部分が漏水範囲である（点線で囲っている部分）。漏水範囲内の楕円は高透水性の漏水経路が分布していることを示している。

上述したように、電磁波は堤体中の誘電率が異なる境界で反射する。考えられる主な反射を図中A～C、A'～C'に示す。これらの反射について、漏水時から漏水停止時になったときの変化に着目する。また上述したように電磁波は含水比が変化すると、減衰が変化する特性を持つ。貯水位が低下しても堤体全体ではすぐに大きな含水比の変化が起きないため、漏水経路の検出の際に減衰の影響は少ないと考えられる。したがって、ここでは反射の変化だけに着目して検討を行った。

A、A'は締め固め層など材料や密度が異なる層の境界面

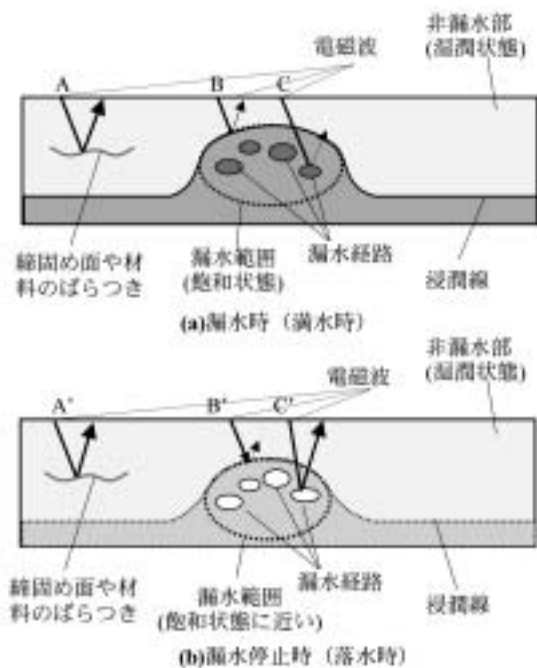


Fig.6-4 堤体盛土における電磁波の反射の概念図
Conception of reflection of electric wave

で発生する反射である。この反射は堤体内部においては比較的強い反射であると考えられるが、含水比の変化によって境界面での比誘電率差が変化しないため、漏水時と漏水停止時で変化はない。

B, B'の反射は漏水範囲上端で発生する反射である。漏水時には、漏水範囲と非漏水部の間で含水比に違いがあるため、漏水範囲上端で電磁波が反射する。また漏水停止時においては、漏水範囲の含水比が減少するため、漏水時と比較して、B'の反射は弱くなると考えられる。しかし、含水比は毛管上昇によって連続的に変化しており、明瞭な境界面を持っていないため、漏水時におけるBの反射は弱く、明瞭な変化は得にくいと考えられる。

C, C'は漏水経路で発生する反射である。反射は漏水経路とその周辺の漏水範囲の含水比に差があるほど強くなる。漏水時では、漏水範囲の内部は全て飽和しており、漏水経路の含水比とその周辺の漏水範囲の含水比はほぼ同じである。したがって、漏水経路の境界では比誘電率の差が小さいため、Cの反射は弱いと考えられる。一方、漏水が停止すると、漏水経路では透水性が高いため、空気が浸入し、急速に含水比が低下する。漏水経路周辺の漏水範囲では、透水性が低く保水性があるため、落水によってすぐには含水比が低下しない。よって漏水停止時には、漏水経路とその周辺部で含水比の差が発生する。したがって、漏水経路の境界では比誘電率に差が発生し、電磁波の反射が強くなると考えられる。

以上の考察より、漏水時と漏水停止時で、電磁波の反射が大きく変化する箇所は漏水経路だけである。したがって、漏水停止時において反射の強くなる部分が、漏水経路の分布している漏水範囲であると推定できる可能性がある。

6.5.2 付帯構造物周辺の漏水の場合

Fig.6-5 に示すように、付帯構造物周辺に発生する漏水経路も、堤体内漏水経路の場合と同様の考え方ができる。漏水経路は透水性の高い砂礫で構成されているた

め、漏水時には飽和しているが、漏水停止時には急速に含水比が低下する。一方、非漏水部は落水してもほぼ飽和状態のまま含水比に大きな変化は生じない。したがって、漏水停止時においては、漏水経路と非漏水部の境界で大きな比誘電率差が生じ、反射が強くなると考えられる。一方、付帯構造物のコンクリートと土の境界部や締固め層、礫などによる反射は、漏水時と漏水停止時でほとんど変化しない。したがって、堤体内漏水経路の場合と同様、漏水停止時において反射が強くなる部分が、漏水経路であると推定できる可能性がある。

6.5.3 調査手法の提案

貯水位の異なる時期、つまり漏水時と漏水停止時に地中レーダ調査を行い、2つのデータを比較する。電磁波の反射が大きく変化する部分を検出することによって漏水経路の特定を行う。この手法により、堤体中に存在する締固め層やレキ等による反射があっても、貯水位の変動とは関係しないため、漏水経路だけを抽出することが可能である。また調査結果から相違点を抽出すればよいので、地中レーダに習熟していなくても、判読が可能である。以下の節では、室内モデル実験と現地実証試験において、提案した手法の有効性を検討する。

6.6 室内モデル実験による検討

6.6.1 実験方法

堤体盛土中や付帯構造物周辺の地盤中に高透水性の経路がある場合、漏水時と漏水停止時において反射形態がどのように変化するかを調べるために、以下のようなモデル実験を行った。Fig.6-6, Photo 6-2 に示すように、土槽中に高透水性の漏水経路を設置し、土槽中の含水状態を変化させて地中レーダで測定を行い、反射形態の変化を調べた。

実験方法は以下の通りである。幅160cm、奥行き90cm、高さ60cmの土槽中に、透水係数 1.0×10^{-4} cm/secの山砂を含水比10%に調整して一層5cmで均等に締め固める。

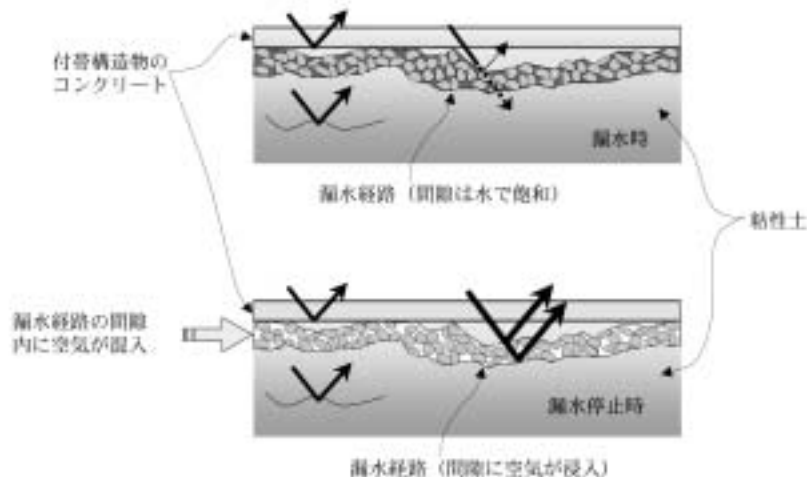


Fig.6-5 付帯構造物周りにおける電磁波の反射の概念図
Conception of reflection of radar

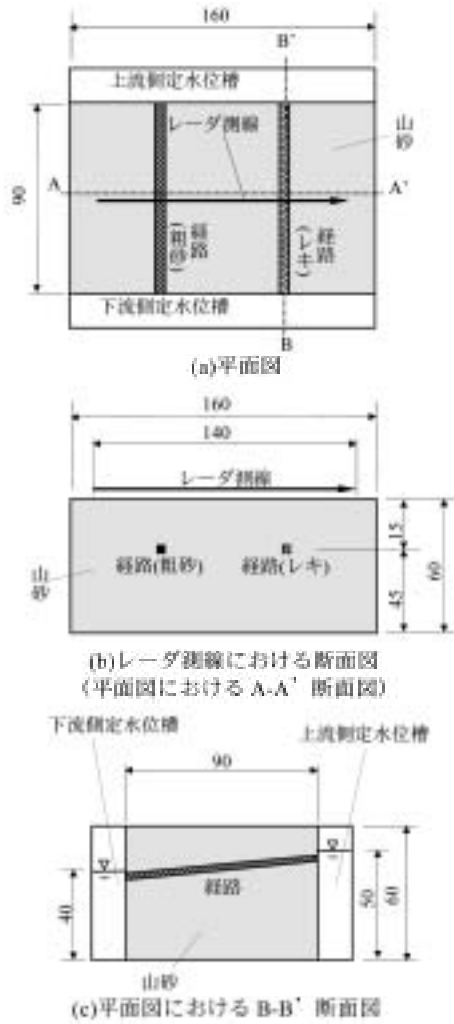


Fig.6-6 地中レーダによる漏水経路のモデル実験の概要
Model test for leakage path by ground probing radar

この山砂の中に、漏水経路として透水係数 4×10^{-3} cm/sec の粗砂と透水係数 1×10^{-1} cm/sec 以上のレキを 2×2 cm の断面で線状に埋設する。これらの経路は浸透・排水が速く進むように、図のように 6.3° の勾配で設置されている。この土槽両側の定水位槽から給水し、経路及び土槽全体に水を浸透させた。

地中レーダの測定は Fig.6-6 (a), Photo 6-3 に示すように土槽表面を測線長 140cm で行った。また、測定は以下の2通りの含水状態で行った。

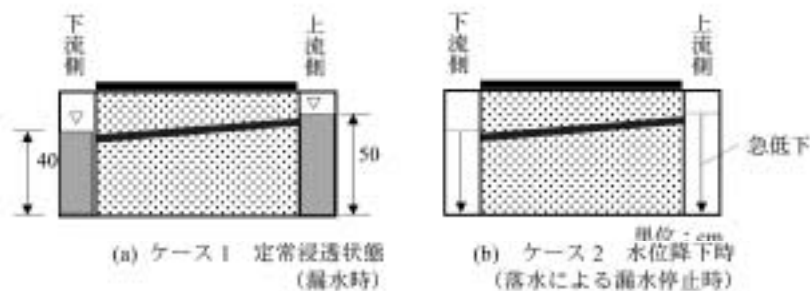


Fig.6-7 実験ケース
Test cases



Photo 6-2 レキと粗砂の漏水経路
Leakage paths made from gravels and coarse sand



Photo 6-3 実験土槽と地中レーダ測線
Test model and the survey line

Fig.6-7 (a) に示すように、上流側の水位を 50cm、下流側の水位を 40cm の定水位に保ち、定常浸透状態となったことを確認した状態で、地中レーダ測定を行った。浸潤線より上の部分も毛管上昇が発生するため、土槽全体がほぼ飽和状態になっている。このケースは、漏水時において貯水位が高く、漏水経路とその周辺が飽和している状態をモデル化している。

[ケース 2]

Fig.6-7 (b) に示すように、上下流の水位を急激に低下させた直後に地中レーダ測定を行った。このケースは、漏水停止時において、透水性の違いによって、漏水経路の含水比だけが低下した状態をモデル化している。

6.6.2 実験結果

Fig.6-8 (a) にケース 1, Fig.6-8 (b) にケース 2 の測定結果を示す。また Fig.6-9 に Fig.6-8 の解釈図を示す。図中右側のスケールに示した往復走時とは、電磁波が送信機から発射され、地中で反射し、受信機で受信されるま

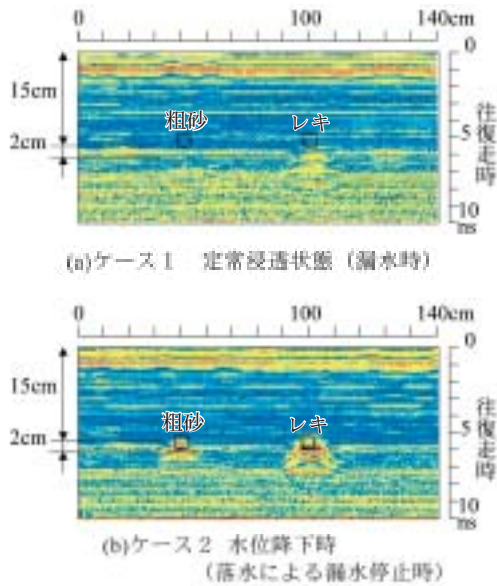


Fig.6-8 地中レーダによる漏水経路のモデル実験の結果
Radar profiles of model test for leakage path

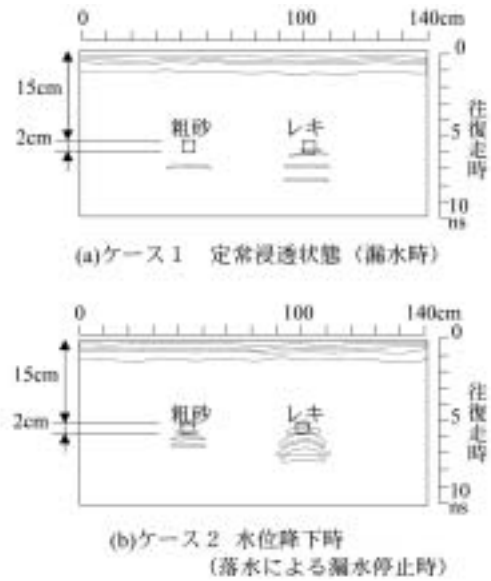


Fig.6-9 Fig.6-8 の解釈図
Radar profiles of model test for leakage path

での時間をいう。

ケース 1 の測定結果では、レキ経路の反射が検出されているものの、その強度は弱い。粗砂の経路では明瞭な反射は得られていない。一方、ケース 2 の測定結果では粗砂、レキともに明瞭な反射が得られている。3～4層の反射が得られているのは、電磁波の多重反射のためである。多重反射とは、比誘電率の異なる境界において、電磁波が地盤内で反射を繰り返してから、地表面の受信機に戻ってくる反射波のことである。本実験では、図中の多重反射のうち、最上端の反射が、経路上端における反射を表していると考えてよい。

経路部分の反射が変化した理由は以下のように考えられる。ケース 1 の定常浸透状態では、土槽全体が飽和しており、経路部分と経路周辺の山砂の間隙は全て水で充填された状態である。山砂と粗砂、砂礫では間隙比が異なるため、含水比が異なるが、実験結果からは大きな比誘電率の差となっていないことが分かる。実際のため池堤体では材料のばらつきも多いことから、飽和状態にある漏水経路の反射はほとんど識別できないものと考えられる。

ケース 2 において、水位を低下させると土槽全体から排水が開始するが、透水性が高い経路部分では山砂部分と比較して急速に排水すると考えられる。山砂部分では保水性が高いため、すぐには間隙内に空気が浸入しないのに対し、経路部分は間隙比が大きいため、水位低下と同時に間隙に空気が浸入する。水と空気は比誘電率が大きく異なるため（水 81，空気 1），経路部分の境界で大きな比誘電率差が生じ、電磁波の反射が強くなったと考えられる。

以上の実験結果から、次のことが明らかとなった。堤体盛土内や付帯構造物周辺に細粒分が流亡し粗粒な状態

となった漏水経路が存在していた場合、漏水時では反射が小さく、漏水停止時では反射が強く検出される可能性がある。また、漏水時においてだけ、地中レーダ調査を行った場合、経路部分の反射はほとんど得られず、漏水経路の反射と礫や締め固め層など他の反射を区別できる可能性は低いと考えられる。

6.7 堤体内漏水経路の調査

6.7.1 調査ため池の概要

Fig.6-10 に調査を行ったため池の平面図、Fig.6-11 にボーリング調査結果、Fig.6-12 に堤体の横断面図を示す。堤体土は有機物を多く含む火山灰質粘性土であり、前刃金は粘性土である。基礎地盤は、シルト質砂、礫質粗砂、シルト質細砂の土質基礎である。漏水は、貯水位が満水位付近になると急増し、底樋出口よりやや左岸側 (Fig.6-10 のハッチの部分) から浸出している。Fig.6-10 に示す 2カ所のボーリング孔でトレーサ試験を行った結果、A-A' 断面において、14cm/sec の速度で漏水が浸透していることが明らかになっている。

6.7.2 調査方法

地中レーダ調査は Fig.6-10 の点線に示すように堤体天端中央を右岸側から左岸側にかけての 110m の測線で行った。地中レーダ調査は以下のように貯水位の異なる 4 回の時期に実施した。

- 満水時：漏水が下流から常時浸出している状態
- 水位低下 1m：満水位より水位が 1m 低下し、漏水が減少し始めた状態
- 水位低下 2m：満水位より水位が 2m 低下し、急激に漏水が減少して停止した状態
- 完全落水時：貯水位が死水位近くまで減少した状態

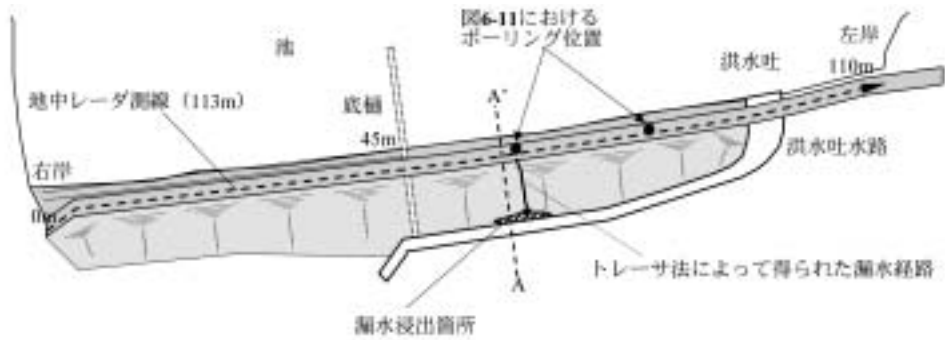


Fig.6-10 調査ため池平面図 (地中レーダ測線・ボーリング位置)
Plan of investigated small earth dam (Location of survey line and bore hole)

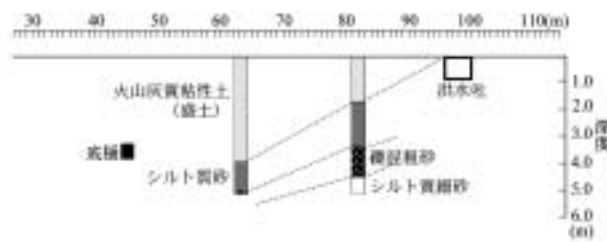


Fig.6-11 ボーリング調査図
Boring log

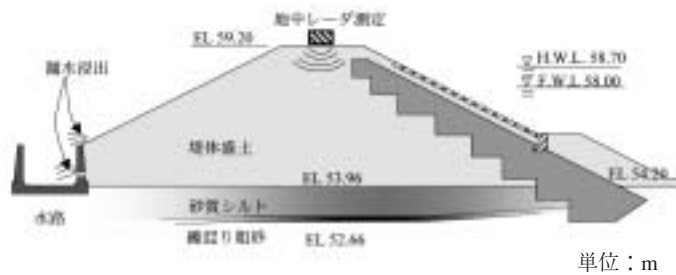


Fig.6-12 調査ため池の横断面図 (A - A' 断面図)
A-A' cross section

4回の調査結果を簡便に比較するために、全ての調査において増幅率や測定深度等の設定は同一とした。調査の状況を Photo 6-4 に示す。

また比較のため地中レーダと同一断面において、ダイポール・ダイポール法による電気探査も行った。測定は、電極間隔 1m とし、深度 5m までの調査を行った。

6.7.3 調査結果

Fig.6-13 に地中レーダプロフィール、Fig.6-14 に Fig.6-



Photo 6-4 堤体内漏水経路の調査風景
Ground penetrating radar survey on an embankment dam

13の解釈図を示す。この解釈図は、特に反射が強いところを抽出するとともに、洪水吐の多重反射などを除去したものである。図中左側が右岸、右側が左岸であり、スケールは右岸からの測定距離を示す。全てのデータに共通して測線距離 0 ~ 40m, 75 ~ 96m まで明瞭な地層境界の反射が得られており、ボーリング調査結果から堤体と土質基盤との境界をとらえたものであると推定される。満水位から完全落水時まで、貯水位が低下するにつれて、堤体全体で徐々に反射が強くなっているが、ここでは特に変化が大きい I と示した領域に注目する。漏水が発生している満水位及び水位低下 1m のデータでは、領域 I における電磁波の反射が弱く、ほとんど検出されていない。これに対して、漏水が停止している水位低下 2m 及び完全落水時のデータでは、領域 I の反射が明瞭に検出されており、漏水時と比較して反射が強くなっていることが分かる。

6.7.4 電気探査による見かけ比抵抗値の調査結果

地中レーダの調査結果をより明確に解釈するため、電気探査によって堤体の見かけ比抵抗値分布を測定した。

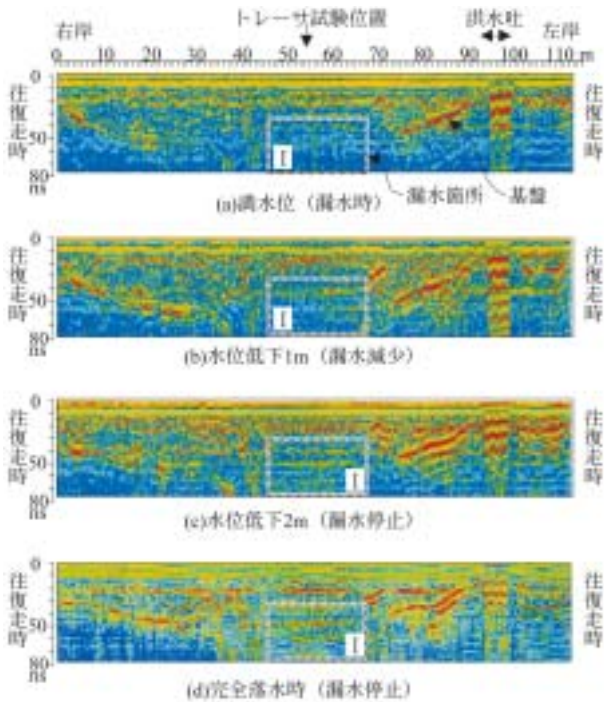


Fig.6-13 堤体盛土中漏水経路の地中レーダプロフィール
Radar profiles of the embankment with leakage

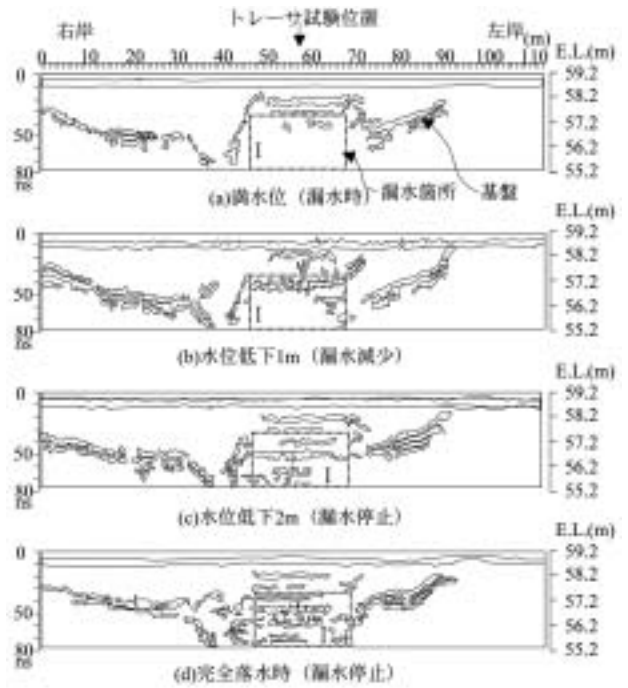


Fig.6-14 Fig.6-13 の解釈図
Radar profiles of the embankment with leakage

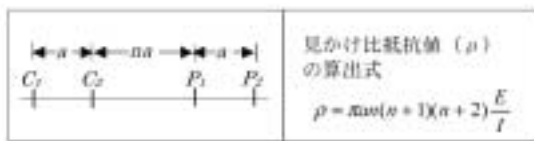
電極配置はダイポール・ダイポール法であり、見かけ比抵抗値は Fig.6-15 に示す算出式によって求められる。現在、地下浅部探査で一般的に用いられているウェンナー法と比較して、ダイポール・ダイポール法は分解能が高いため（竹内ら，1985），ため池の漏水箇所を検出するような詳細な調査に適している。Fig.6-16 は満水時（漏水時）に行った見かけ比抵抗値の測定結果である。50～70mの地表面に近い部分に、見かけ比抵抗値の低い部分

が分布していることが分かる。盛土材料が縦断面上で同一であることから、この低比抵抗部分では含水比が高いものと推定される。

6.7.5 堤体内漏水経路の調査結果に関する考察

本調査における電磁波の反射の変化は、次のように説明できる。漏水時の調査結果において、領域 I の電磁波の反射が小さいことから、この領域が飽和しており、間隙に水が充填されている状態であると考えられる。電気探査の結果からも、領域 I の領域で低比抵抗となっており、両者の調査結果は非常によく一致している。次に、貯水位が低下して、漏水が減少するにつれ、領域 I の反射が強くなってくるが、これは領域 I 内に分布する高透水性の漏水経路に空気が浸入して、経路の境界で比誘電率差が生じるためであると考えられる。以上より、領域 I が漏水範囲であり、この範囲内に高透水性の漏水経路が存在すると推定できる。

地中レーダによる漏水経路調査結果は室内モデル実験の結果、および Fig.6-10 に示すトレーサ試験による調査結果とよく一致しており、実際のため池堤体においても提案した手法によって漏水経路を特定できることが分かった。



a, na: 電極間の距離, I: C₁, C₂間に流した電流, E: P₁, P₂間で測定された電位差

Fig.6-15 ダイポール・ダイポール電極配置と見かけ比抵抗値算出式

Dipole - dipole electrode configuration and Equation for apparent resistivity

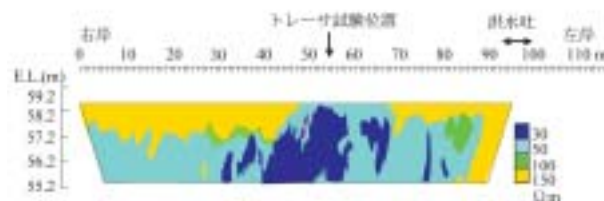


Fig.6-16 電気探査による見かけ比抵抗断面図
Apparent resistivity of electrical survey

6.8 付帯構造物周辺の漏水経路調査

6.8.1 調査洪水吐の概要及び調査方法

調査を行った洗沢ため池の洪水吐水路の平面図を Fig.6-17 に、縦断面図を Fig.6-18 に示す。平成7年の豪雨を受けて、Fig.6-17 中の「漏水浸出口」と示した水路側壁排水口から 1.2m³/min の漏水が発生した。この洪水吐

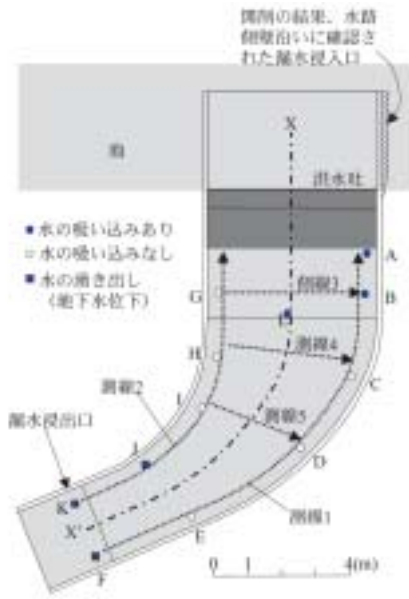


Fig.6-17 調査洪水吐水路の平面図および注水試験位置
Plan of investigated spillway and the location of in-situ permeability test

水路に対し、図中点線に示すような測線1～5で地中レーダ調査を行った。調査は堤体盛土に発生した漏水経路の場合と同じく、貯水位が異なる時期において実施した。漏水は満水位から1.5m下がった時点で完全に停止している。

6.8.2 調査結果

Fig.6-19 に測線1の調査結果、Fig.6-20 にその解釈図を示す。ここで (a) 満水位 (漏水時)、(b) 水位低下1.5m (漏水停止)、(c) 完全落水時 (漏水停止) である。また、これらの図におけるA～Eの記号の位置は、Fig.6-

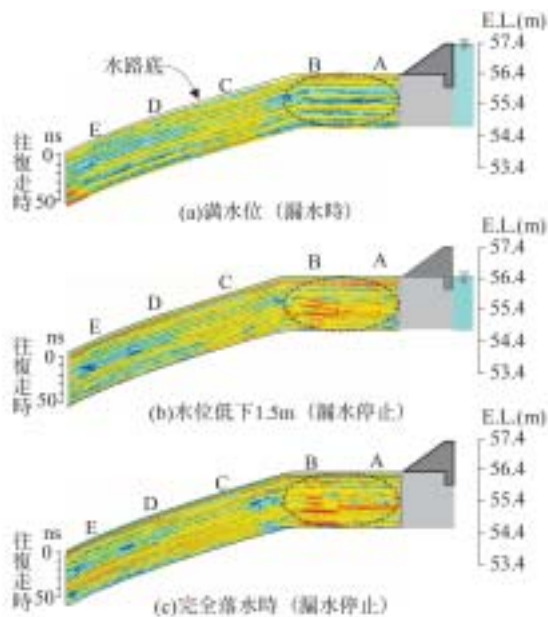


Fig.6-19 側線1の地中レーダ調査結果図
Radar profiles of spillway with leakage

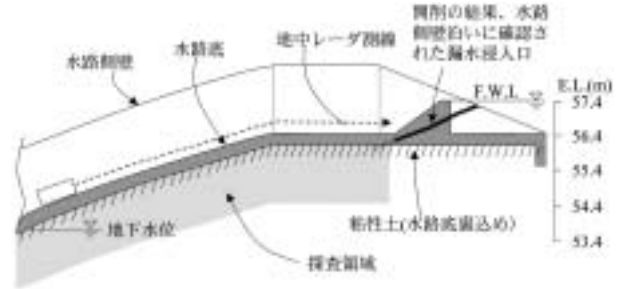


Fig.6-18 Fig.6-17 中の X-X' 断面図
X-X' Cross section

17 の同じ記号の位置と対応している。Fig.6-19, Fig.6-20 中の楕円 (点線) で囲った A, B と記してある部分に着目すると、漏水時には弱い反射しか得られていないが、漏水停止時には非常に強い反射が検出されている。C～Eの部分では漏水の有無に関係なく同様な反射が検出されている。また側線2の調査では側線1のような反射の変化は見られなかった。

地中レーダ調査後、Figs.6-17, 6-18, 6-19, 6-20 におけるA～Lの点でコンクリートカッターを用いて水路底に穴を開け、注水試験を行った。その結果、A, B, Lの部分において水の吸い込みがみられた。注水試験結果から算出した透水係数は、A, B, Lでは、 $4.8 \times 10^{-3} \sim 7.2 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であり、C～EおよびG～Iでは $3.0 \times 10^{-5} \sim 5.4 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ であった。また、これらの孔からサンプリングを行った結果、A, D, Lでは細流分が洗屈された砂礫分が観察された。その他の孔ではコンクリート直裏は粘性土であり、止水性が保たれていた。

以上の結果より、A, B, Lの水路裏込めに砂礫分が存在し、漏水時には間隙が飽和され、漏水停止時には間隙

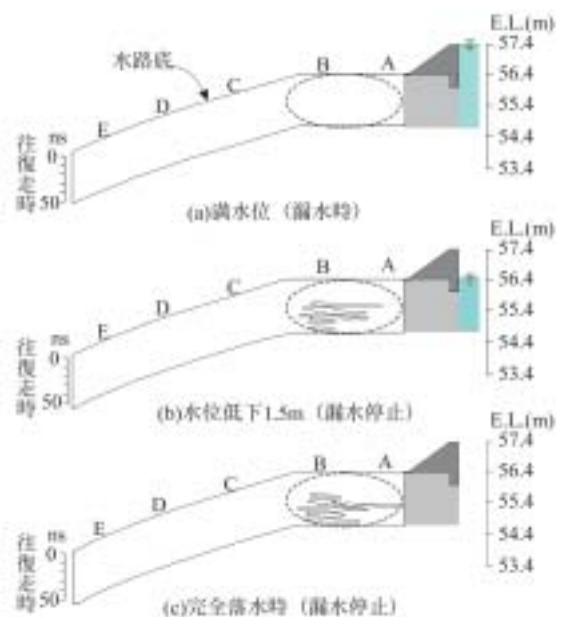


Fig.6-20 Fig.6-19 の解釈図
Radar profiles of spillway with leakage

に空気が浸入していた可能性が高い。一方、その他の部分は粘性材料であることから、落水によってすぐには含水比は大きく変化しない。この結果、A、Bの部分では漏水時には反射が弱く、漏水停止時には反射が強くと検出されたものと考えられる。この結果はモデル実験の結果とよく一致している。

完全落水時に水路の横断及び縦断方向に調査した結果を三次元表示したものが Fig.6-21 である。漏水経路と推定される反射の変化部分と漏水浸出点を曲線で結んだ結果、洪水吐の左岸側に漏水浸入口があると推定された。この部分を開削した結果、Figs.6-17、6-18、6-21、6-22 に示すような漏水浸入口が確認された。

Fig.6-22 に示す位置で撮影した漏水浸入口の写真を Photo 6-5 に示す。写真に示すように、漏水経路は直径約 10cm のパイプフロー状の穴であり、この部分を矢板及び粘土で止水した結果、漏水は完全に停止した。以上より、提案した調査手法が実際のため池の付帯構造物でも

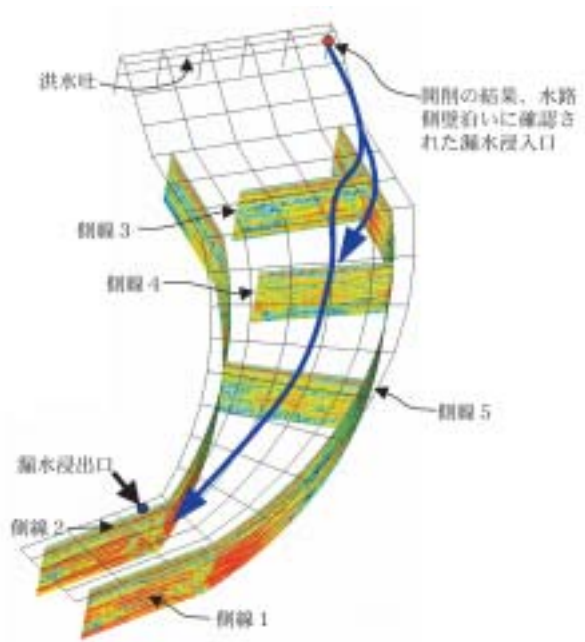


Fig.6-21 洪水吐水路調査結果の三次元表示
3-D indication of radar profiles of spillway

適用できることが明らかとなった。

6.9 考察

物理探査法は地盤の電気的特性や温度特性を測定するものであり、単一のデータから地盤内の土質のばらつきと漏水範囲を区別するのは困難な場合が多い。Fig.6-13、Fig.6-19 に示した地中レーダ調査結果においても、単一のデータから漏水経路を推定するのは困難であることが容易に分かる。本研究結果から、貯水位の異なる時期の地中レーダの測定結果を比較することによって、上記の困難さを改善し、漏水経路の検出の確度を高めることが可能であることが分かった。また変化点を捉えるだけでよいため、地中レーダに習熟していなくとも、漏水箇所の検出は比較的容易になったといえる。ため池は季節により貯水位が変動するため、落水時の測定を行う際に、無理に水位を下げる必要がないことも、提案した手法を用いるにあたって重要な点である。

貯水位の異なる時期の測定結果を比較する方法は電気探査法等の他の物理探査法でも原理的には同様に行えると考えられる。しかし、電気探査法や地温探査法は電極を配置しなければならないため、複数回調査を行うには労力と時間を要する。これに対し、地中レーダ法は短時間かつ簡易に調査を行うことができるため、この手法において有用性が高い。地中レーダ法を用いることにより、豪雨に対する漏水対策を行うための調査を低コスト



Photo 6-5 開削の結果発見されたパイピングホール(図 3-25 の再掲)
Entrance of leakage path found after excavation

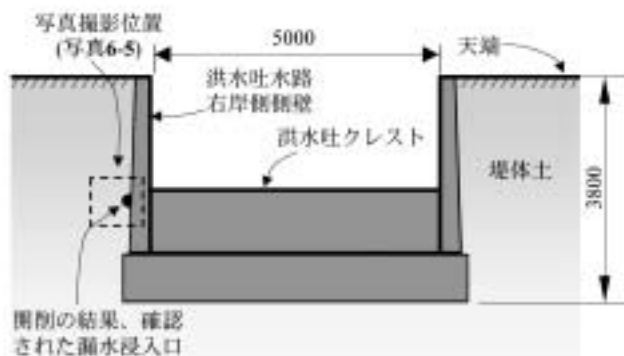


Fig.6-22 洪水吐の横断面図と開削の結果発見された漏水浸入口 (図 3-28 の再掲)
The spillway and the entrance of leakage path

かつ短期間で行うことが可能である。

また、上記の洪水吐の漏水の事例では漏水量が多く、緊急に落水が必要であった。夜間を含めて落水開始後1日の内に漏水はほぼ停止した。漏水が停止した状態で、漏水経路の特定を行うことは、他のどの調査法においても困難であることが多い。また、このような大量の漏水の場合、一旦落水して漏水が停止した後、再び貯水位を上昇させて漏水を発生させることは極めて危険である。上述の洪水吐の調査では、電気探査等の方法では漏水時のデータを得ることは時間的に困難であり、地中レーダ法だけが適用可能であった。この事例では、漏水経路が特定できた結果、漏水経路の入口を止水するだけの低コストな改修方法が可能となった。このように、地中レーダ法は、豪雨による被災時の緊急的な漏水経路調査に対しても有用性が高いことが分かる。

地中レーダの場合、可探深度が3～4mであり、余盛高がそれ以上のため池堤体の調査には適しないと考えられる。したがって、堤高、堤体とその周辺の状態、地表面の状態等を考慮し、電気探査法等の他の手法を含めて、調査手法の選択を行う必要があるだろう。また、地中レーダ法は地盤中の電気的特性を測定しているのであって、透水性や密度などの物性を直接測るものではない。したがって、推定された漏水経路に対してトレーサ法や現場透水試験などにより確認を行う必要がある。

また、より分かりやすい測定結果とするために、漏水時と非漏水時の測定結果の差分を求めて表示するデータ解析技術が必要であろう。

6.10 地中レーダによる漏水経路の調査法のまとめ

ため池の豪雨災害を事前に防止するための漏水対策を的確に行うには、漏水経路の特定が必要不可欠である。ここでは、漏水経路調査法として地中レーダ法を取りあげ、その適用性について検討を行った。本章ではため池の貯水位の変動とともに透水性の高い漏水経路部の含水比が非漏水部より大きく変化することに着目し、満水時の漏水が発生しているときと落水時の漏水が停止しているときの地中レーダ調査結果を比較することにより、漏水経路探査の確度が向上するという結論を得た。漏水経路をモデル化した基本的な室内モデル実験、及び現地調査から以下のことが明らかとなった。

- (1) ため池堤体内に漏水経路が存在している土槽を複製し、室内モデル実験を行った。土槽全体が定常浸透状態にある場合と水位を低下させた場合の地中レーダの測定結果を比較した。漏水経路とその周辺の地盤が飽和状態にある場合、漏水経路における電磁波の反射は小さい。これに対し、漏水経路内の含水比だけが低下して周りの地盤の含水比が低下していない状態にある場合、漏水経路の反射だけが強くなることが分かった。この反射の違いは漏水経路とその周辺の地盤における間隙の水

分状態が関係していることが明らかとなった。

- (2) 堤体盛土中に漏水が発生しているため池において現地実証実験を行い、提案した調査手法が有効であることを明らかにした。漏水範囲の電磁波の反射が、漏水時では弱く、漏水停止時では強く検出されることが明らかとなった。
- (3) 豪雨によって漏水が発生したため池の洪水吐水路において、現地実証試験を行い、提案した調査手法がため池の付帯構造物周辺に発生する漏水経路調査に適用できることが明らかになった。漏水経路での電磁波の反射が漏水時では強く、漏水停止時では弱く検出され、漏水経路の分布を三次元的に分析した結果、漏水の浸入口を特定することが可能であった。
- (4) 地中レーダ法は、豪雨に対する被害防止のための漏水対策を施すための調査法として適用できるばかりでなく、豪雨時等に大きな漏水が発生した場合の緊急的な調査法としても有用性が高いことが分かった。

Ⅶ 結 論

ため池は、全国に約21万個存在するといわれ、農業用水のみならず、農村の生活用水や防火用水、地域住民の親水空間、小動物などの生息空間として地域に密着した存在となっている。近年、新規のダム建設が困難となってきている社会情勢から、ため池の重要性はますます増大していくものと考えられる。

一方、ため池は一般的に築造年代が古く老朽化が進んでいるものが多いため、豪雨によるため池の被害が懸念されている。漏水や下流斜面のすべりなどはほぼ毎年のように発生し、決壊に至る大被害も数年に一度の割合で発生している。農村の混住化が進む中、ため池を取り巻く周辺の環境が変化していることから、ため池の決壊は下流域に重大な二次災害を引き起こす危険性を持っている。

本研究は、豪雨によるため池の被災原因の類型化と崩壊メカニズムの解明を行ったものである。第Ⅱ章では、ため池の被災と堤体土の土質や降雨量との関係について統計的な調査を行い、ため池の豪雨災害についての概略的な特徴について述べた。第Ⅲ～Ⅴ章では、浸透破壊、すべり破壊および越流破壊の被災事例について詳細に調査し、被害原因の類型化および破壊メカニズムの検討を行った。また、破壊メカニズム解明のための補足として、ハイドロリックフラクチャリング試験およびすべり破壊に関する室内実験を行った。最後に、第Ⅵ章では、豪雨災害の大きな原因となる漏水に関する調査法として、地中レーダ法を取り上げ、その調査手法について提案を行った。以下に、各章で得られた主要な結論を述べる。

7.1 第Ⅱ章について

第Ⅱ章では、現地調査結果と文献調査から得られたデータをもとに、豪雨によるため池の被災について統計的な分析を行い、被災の概略的な特徴について明らかにした。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① ため池の被災形態は大きく越流破壊、すべり破壊、浸透破壊に分類が可能である。被災の割合は、浸透破壊が最も多かった。
- ② 堤体の土質とため池の被災形態の間には良い相関が認められなかった。砂質土あるいは粘性土等の堤体土質は、被災の有無や被災形態を分ける主要因ではないことが分かった。
- ③ 被災した堤体の締固め度を調査した結果、締固め度（D値）は全体的に低い値を示し、特に未改修のため池では85%以下の緩い堤体が多かった。しかし、締固めの良好なため池においても、被災が発生している事例があり、締固めの程度も被災の有無や被災形態を分ける主要因ではないことが分かった。
- ④ 1985年、1997年の災害における降雨形態と被災の関係を分析した結果。ため池の被災は、時間最大雨量と積算雨量に関係し、強い降雨強度をきっかけとして発生することが分かった。特に、ある程度の積算雨量が発生した時点で、強い降雨強度が発生すると、被災率は、急激に増大し、かつ時間最大雨量と強い相関を持つことが分かった。
- ⑤ 豪雨によるため池の被災では、降雨浸透に加えて、貯水位の上昇が堤体の安定性の低下に大きな影響を与えていることが分かった。
- ⑥ 「時間最大雨量－被災発生までの積算雨量」の関係を求めた結果、それぞれ右下がりの近似曲線で表せることが分かった。山口県と新潟・石川県のため池被災でこの関係を比較した結果、地域特性が見られることが分かった。

豪雨によるため池災害では、堤体土の諸特性による影響は少なく、降雨量の影響が大きいことが分かった。特に、貯水位の急上昇がため池の安定性に大きく影響していることが分かった。しかし、降雨量が大きい地域にあるため池でも被災していないものが多く存在していることから、被災の有無を分ける要因として、堤体土や降雨量以外の他の要因が大きく関係しており、豪雨時におけるため池の破壊メカニズムを解明するためには、個別のため池の被災原因を詳細に分析する必要があることが分かった。

7.2 第Ⅲ章について

第Ⅲ章では、浸透破壊を発生したため池の詳細な調査結果から、被災原因を類型化し、破壊メカニズムの解明を行った。また、破壊のメカニズムとして、最も多く見られたハイドロリックフラクチャリングについて、室内

試験を行い、亀裂進展の特徴を明らかにした。

はじめに、堤体盛土に発生する浸透破壊についての結論を述べる。事例分析の結果から、堤体における浸透破壊では、常時満水位から設計洪水位にかけての上流斜面（「満水位上流斜面」）を入口として浸透破壊が発生している事例が多いことが分かった。このような破壊が発生している堤体を調査した結果、「満水位上流斜面」の近傍で、亀裂性の浸透が卓越し、遮水性が低下していることが明らかとなった。

この遮水性低下の原因の一つとして、貯水位の上下動による乾湿の繰り返し、貯水側への土粒子の吸出し、植物根、水生動物の巣穴などに起因する「環境による劣化現象」が挙げられる。特に、長期間、低水位で維持された堤体では、常時の浸潤線より上の部分で、遮水性が大きく低下していることが分かった。このようなため池では、豪雨時において、設計洪水位に達しない水位で浸透破壊が発生する可能性があることが分かった。

遮水性低下のもう一つの原因として、ハイドロリックフラクチャリングによる亀裂の発生が挙げられることが明らかとなった。軟X線を用いた室内試験によって亀裂の進展を観察した結果、ハイドロリックフラクチャリング現象が「亀裂の発生・進展」と「亀裂面から供試体への浸透と亀裂幅の拡大」を繰り返し、断続的に進行する比較的緩慢な破壊現象であることが分かった。このことから、一回の豪雨によってハイドロリックフラクチャリングによる亀裂が上流斜面から下流斜面まで進展するのではなく、複数回の豪雨によってハイドロリックフラクチャリングが繰り返し発生し、徐々に亀裂が進展している可能性が高いことが分かった。すなわち、ハイドロリックフラクチャリングが長期的な遮水性低下の一要因となっている可能性があることが分かった。また、ハイドロリックフラクチャリングは、応力レベルが小さい場合、亀裂内の水圧が僅かに最小主応力を上回った時点で発生することが分かった。

漏水が発生しているため池を調査した結果、上流斜面で遮水性が低下した場合、堤体内の浸潤線が上昇し、下流斜面に漏水が発生する可能性があることが分かった。このため池では、漏水が浸出している下流斜面法尻においてパイピングが発生しており、浸透破壊が上流側と下流側の双方から進行する可能性があることが分かった。

上述したようなメカニズムによって発生した「満水位上流斜面」を入口とする浸透のチャンネルに、豪雨時における貯水位上昇による水圧が作用することによって、ハイドロリックフラクチャリングやパイピングが進行し、最終的に下流側からの後退性浸食によって堤体全体の決壊に至ることが分かった。つまり、老朽化したため池では、「満水位上流斜面」に浸透破壊に対する弱点が存在し、豪雨時における貯水位の急上昇がきっかけとなって決壊に至るメカニズムが明らかとなった。

下流法尻に腰石垣が設置されている場合、堤体に浸透

破壊が発生して大量の漏水が発生しても、決壊等の大きな事故の至らない場合があることが分かった。一方、腰石垣が設置されていても、その排水性が不十分である場合、腰石垣の上端を出口とするパイピングが発生する可能性があることが分かった。

次に、付帯構造物周りの浸透破壊についての主要な結論を述べる。付帯構造物周りの浸透破壊のメカニズムは、堤体土、基礎地盤およびコンクリートなどの異種材料の境界で発生するため、複数の要因が重なって発生する複雑なものであることが分かった。それらの要因を列記すると以下ようになる。

- ① 底樋周辺の基盤や堤体において、不等沈下や回転変形が発生した場合、底樋にかかる土圧が急激に低下し、堤体土との境界面にハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。また、洪水吐周辺の埋戻し土に不等沈下や変形が発生した場合にも、ハイドロリックフラクチャリングによる浸透破壊が発生する可能性がある。
- ② 透水性の高い基盤に底樋を直接設置した場合、刃金土に何らかの理由で水みちが発生すると、その水みちを通して、貯水の水頭があまり減少することなく下流側に作用し、パイピングやボイリングが発生する可能性がある。
- ③ 底樋改修時の掘削面が弱点となり、浸透破壊が発生する可能性がある。特に、段切り施工した場合には、鉛直な掘削面が上下流方向に連続して存在するため、締め固め時の土圧が低下し、ハイドロリックフラクチャリングが発生する可能性がある。
- ④ 上流斜面に不透水の斜面保護を施した場合、保護層のない上流斜面下部において、吸出し等による遮水性の低下が発生し、浸透破壊の原因となる場合がある。

以上のことから、堤体および付帯構造物周りの浸透破壊のメカニズムを Fig.3-57 および Fig.3-58 に示した。特に、老朽化したため池では、長期間かけて堤体の遮水性の低下が進行しており、豪雨時の貯水位上昇によって浸透破壊に対する堤体の安定性が大きく低下することが分かった。豪雨時の浸透破壊を防止するためには、腰石垣や堤体グラウトなどの漏水対策や上流斜面の劣化を防ぐ対策を行っていくことが必要であることが分かった。また、老朽化を防ぐための管理方法についても検討する必要があることが分かった。

7.3 第IV章について

第IV章では、すべり破壊が発生したため池の事例分析を行うとともに、豪雨時における貯水位上昇と降雨浸透を想定した模型実験を行った。この結果、得られた主要な結論は以下の通りである。

すべりを生じた多くの事例で、破壊の形態は法先すべりであった。また、模型実験においても、破壊は全ての

ケースで法先からの崩壊形態となった。一方、地下水面が斜面途中から浸出していた被災ため池の事例では、地下水の浸出点近傍を下端とする斜面内すべりとなっていた。このことから、すべりの発生箇所は、堤体の形状、堤体土の強度などにも大きく関係すると考えられるが、地下水の浸出に非常に大きな影響を受けることが分かった。また、堤体の形状や腰石垣の配置などの設計において、降雨浸透を考慮した浸潤線の計算が必要であることが分かった。

すべり破壊が発生した多くのため池の事例で、すべりの発生および進行の形態は、比較的小さなすべりが下流側から上流側に向かって徐々に進行する逐次すべりであった。一方、堤体下流斜面を表面流が流下した被災ため池の事例では、天端から下流法先にかけての規模の大きなすべりが発生した。模型実験では、いずれのケースでも逐次すべりの破壊形態となったが、強い降雨強度を作用させたケースでは、より大きなすべり面でかつ急激な崩壊を示した。以上のことから、すべりの規模は、堤体形状や堤体土の強度にも関係すると考えられるが、堤体に強い降雨量が作用した場合、大きなすべりや急速な逐次すべりが発生する可能性があることが分かった。したがって、特に強い降雨の場合、崩壊の予兆がないまま、決壊に至るような大きなすべりや急速な逐次破壊が発生する可能性があり、住民避難や貯水位低下対策を早期に実施する必要があることが分かった。

すべり破壊が発生した事例を分析した結果、堤体に発生した浸透破壊によって下流斜面に漏水が発生し、すべり破壊が誘発されるという事例が多く見られることが分かった。これらの漏水は、貯水位を設計洪水位より僅かに低下させた時点で漏水が停止していることや、堤体上流斜面近傍での遮水性が低下していることから、第III章で述べた「満水位上流斜面」付近からの浸透破壊によるものであると推定された。このように、ため池は貯水構造物であることから、浸透破壊とすべり破壊のメカニズムが複合した破壊形態をとることが分かった。また、老朽化したため池では、降雨浸透だけでなく、貯水位上昇が下流斜面のすべりに対する安定性に強く影響することが分かった。

また、これらの被災ため池では被害前にも漏水が発生していたことから、豪雨によるため池の被害を抑止するために、常時において漏水が発生しているため池に対して、漏水対策を施すことが重要であることが分かった。

7.4 第V章について

第V章では、越流によって崩壊したため池の調査から、主に越流が発生した場合の堤体の耐浸食性について明らかにした。越流して決壊したため池と越流したにも関わらず堤体に損傷がなかったため池を比較した結果、堤体の土質や斜面勾配等よりも、天端および下流斜面の被覆の条件が、越流に対する抵抗性に対して大きく影響

することが分かった。

1997年台風9号の豪雨によって大きな被害を受けた山口県むつみ村のため池の洪水吐について調査を行った結果、設計基準を満足していない洪水吐を持つため池が半数以上存在し、洪水ピーク流量が洪水吐の放水能力を超えたものが多かったことが明らかとなった。洪水吐の改修には多大なコストを要することが多く、短期間に全ての洪水吐を改修することは困難であることから、下流斜面の被覆などの工法も含めて、耐越流対策を実施していく必要があることが分かった。

また、洪水吐周辺の地山の安定性や洪水吐水路の流下能力および流路も、越流破壊防止のための重要な検討項目であることが分かった。

7.5 第Ⅵ章について

第Ⅲ章および第Ⅳ章の結果から、ため池の浸透破壊およびすべり破壊を防止するために、老朽化して漏水が発生しているため池に対して、漏水対策を施していく必要があることが分かった。漏水が発生しているため池の数が多いため、低コストな部分改修工法が有効であるが、確実に漏水を停止させるためには漏水経路の特定が必要不可欠である。このようなことから、第Ⅵ章では、漏水経路の調査法として、地中レーダを取り上げ、その有効性について明らかにした。

モデル実験および現地調査の結果から、堤体内漏水と付帯構造物周り漏水のいずれの場合にも、漏水範囲もしくは漏水経路の電磁波の反射が、漏水時では弱く、漏水停止時では強く検出されることが明らかとなった。このことから、以下のような調査手法を提案した。

「貯水位の異なる時期、つまり漏水発生時と漏水停止時に地中レーダ調査を行い、2つのデータを比較する。電磁波の反射が大きく変化する部分を検出することによって漏水経路の特定を行う。」

この手法により、堤体中に存在する締固め層やレキ等による反射があっても、貯水位の変動とは関係しないため、漏水経路だけを抽出することが可能であることが分かった。また調査結果から相違点を抽出すればよいので、地中レーダに習熟していなくても、判読が可能であることが分かった。本手法を用いることにより、簡易にかつ短時間で漏水経路の位置を特定することが可能であり、部分改修工法による漏水対策をよりの確に実施することが可能になると考えられる。また、豪雨による被災時の緊急的な漏水経路調査に対しても有用性が高いことが分かった。

以上が、本論文で得られた結論である。

今後は、本論文で得られた破壊のメカニズムに関する知見を基に、腰石垣（下流法先ドレーン）や斜面の補強など、豪雨に対する各種の対策工法を具体的に開発していく必要がある。特に、ため池管理者の老齢化に伴って、ため池の管理がより粗放化される可能性が高いこと

から、管理の問題を考慮した改修工法、すなわち、管理を容易とし、堤体の老朽化を抑制するような改修工法の開発が必要である。

また、万が一、ため池の被災が発生した場合における下流域の二次災害を防止するために、緊急的な対策手法や二次災害の規模の予測手法等についても確立していく必要がある。

謝 辞

本論文は、筆者が農林水産省四国農業試験場、ならびに独立行政法人農業工学研究所の研究者として、豪雨に対するため池の安全性について研究を行ってきた成果を取りまとめたものである。

本論文を取りまとめるにあたって京都大学青山咸康教授から、その機会と懇切なる御指導を賜った。謹んで感謝の意を表したい。また、貴重な御助言を頂いた京都大学三野 徹教授、河地利彦教授、高橋 強教授、梅田幹雄教授と小林慎太郎教授に深く感謝の意を表したい。

この研究を行う上で、仲野良紀岐阜大学名誉教授には、ハイドロリックフラクチャリングに関して数多くの御助言をいただいた。また、柳澤栄司八戸工業高等専門学校長には、貯水構造物の浸透破壊問題に関して数多くの御助言をいただいた。ここに、記して心より感謝の意を表したい。

本論文で記述したため池の災害現場において、関係各機関の多くの方に大変お世話になった。このような災害現場では、二次災害を防ぐため、地元関係者の夜を徹しての対策が行われている。このような中、研究の主旨を御理解いただき、調査に御協力いただくとともに、データを提供いただいた。ここに記して深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 朝倉喜美男, 長谷川英明 (1970): 土質材料のバイピングに対する抵抗性について, 第5回土質工学研究発表会要旨, pp.373-376
- 2) 芦田和夫 (1988): 1988年7月島根・広島豪雨災害の調査研究, 文部省科学研究費 (No.63445045) 突発災害調査研究成果, pp.69-85
- 3) Findlay, C.R., Crisp, R.L., Northshop, J.H. and Rendfrow, S. - 1996: Repair of Lake Blackshear Dam, ASCE, pp.221-230
- 4) 藤井弘章, 島田 清, 西村伸一 (1991): 9019台風による岡山県内のため池被害, 文部省科学研究費突発災害調査研究成果「1990年19号台風による風水害の調査研究」, pp.101-130
- 5) 藤井弘章, 島田 清, 西村真一, 田中茂樹, 若狭 満 (1991): 1990年19号台風による岡山県内の決壊ため池, 農業土木学会中四国支部講演要旨集, Vol.46, pp.125-127
- 6) Galt J. L., Pucktt K. B. and Wills L. B. (1995): The Flood of

- 1994: Damage and Repairs to the Flint River Dam, ASDSO Annul Conf Proc, Vol. 1995, pp.211-220
- 7) Hassani, A.W., Singh, B., Saini, S.S. and Goel, M.C (1985): Laboratory Simulation of Hydraulic Fracturing, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp.1081-1084.
- 8) Henderson S.R., Shipman S.A. and Schantz, B. A. (1995): Armoring Protection on Earthfill Dams, ASDSO Annul Conf Proc, Vol. 1995, pp.281-291
- 9) 廣岡明彦, 清水恵助, 小林 陸 (1999): 浸透流による盛土崩壊機構に関する遠心模型実験, 土木学会第54回年次講演会要旨, pp.406-407
- 10) 檜谷 治, 鈴木幸一 (1986): 越流破堤と侵食防止工に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果「洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究」, pp.68-74
- 11) Hori, T., Tagashira, H., Yasunaka, M. and Tani, S. (1998): Damages to earth dams by typhoon in Japan 1997, Proc. 8th International Congress International Association for Engineering Geology and the Environment, pp.3241-3248
- 12) 堀 俊和, 山下恒雄, 吉迫 宏 (1995): 塩水トレーサ法によるため池の漏水調査法について, 農業工学研究所技法, Vol.192, pp.41-53
- 13) Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure - 1976: Report to United States department of the interior and the State of Idaho on failure of Teton Dam, United States Bureau of Reclamation, Denver, Colo.
- 14) International Commission on Large Dams (ICOLD) (1995): Dam failures statistical analysis, Bulletin 99
- 15) 石川芳治 (1986): 高速道路と土砂災害対策, 河川, No.478, pp.15-20
- 16) Jaworski, G. W., Duncan, J.M. and Seed, H.B. -1981: Laboratory study of hydraulic fracturing, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp.713-732
- 17) 地盤工学会(1995): 地盤調査法 第7章地下水調査, pp.269-338
- 18) 地盤工学会「降雨による地盤災害に関する研究委員会」(1997): 降雨による地盤災害に関する研究報告書, pp.9-13
- 19) 垣尾 徹, 野口達雄, 村石 尚, 杉山友康, 池内久満 (1991): 盛土の形状に着目した耐降雨性に関する模型実験, 鉄道総研報告, Vol.5, No.4, pp.19-27
- 20) 河野伊一郎, 西垣 誠, 早瀬宏文 (1985): 浸透水による地盤の進行性破壊に関する実験, 第20回土質工学研究発表会講演要旨, pp.1475-1478
- 21) 木村 志, 坂山利彦, 兼崎幸雄 (1991): 電磁波反射法による地中埋設物探査技術について, 物理探査, Vol.44, No.2, pp.81-91
- 22) 木村勝行, 重野輝貴, 成田国朝 (1999): 越流に伴う堤体の破壊現象に関する研究, ダム工学, Vol.9, No.3, pp.215-222
- 23) 岸 力 (1988): 昭和63年北海道中西部(留萌・空知地域)の豪雨災害調査, 文部省科学研究費 (No.63115046) 突発災害調査研究成果, pp.54-74
- 24) Kohgo, Y. -1997: Method of analysis of saturation collapse behavior. JIRCAS J. 4, Japan International Research Center for Agricultural Sciences, pp.1-28
- 25) Komak Panah, A. and Yanagisawa, E. (1989): Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil, Journal of the Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.29, No.4, p14-22.
- 26) 久楽勝行, 吉岡 淳, 細谷政和 (1985): 洪水時および豪雨時の堤体内の浸透流と堤防の安全性, 土木技術資料, No.27-7, pp.21-27
- 27) 久楽勝行, 吉岡 淳 (1985): 堤防補強工法の効果に関する大型模型実験, 土木技術資料, Vol.27, No.5, pp.21-26
- 28) 久楽勝行, 石塚広史 (1982): 雨水の浸透と盛土の安定性, 土と基礎, Vol.30, No.9, pp.41-71
- 29) Mori, A. and Tamura, M. -1987: Hydrofracturing pressure of cohesive soils, Journal of the Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.27, No.1, pp.14-22.
- 30) 森野亮宏, 今井篤雄 (1984): 58.7山陰豪雨における鉄道災害の特徴, 第19回土質工学会研究発表会, pp.9-10
- 31) 村石 尚, 佐藤昌彦, 杉山友康, 野口達雄 (1991): 盛土の被覆条件に着目した耐降雨性に関する模型実験, Vol.5, No.7, pp.17-24
- 32) 村本嘉雄 (1986): 洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果, pp.8-18
- 33) Murdoch, L.C -1993: Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments Part 1, Part 2, Part 3, Geotechnique 43, No.2, pp.256-287
- 34) 中島賢二郎, 山下恒雄, 佐藤祥一, 伊藤邦彦 (1999): 新しい軟質注入材の開発, 農業工学研究所技法, No.197, pp.83-97
- 35) 仲野良紀 -1999: 大ダムと低ダム, 大ダム, No.168, pp.46-49
- 36) 仲野良紀 (1990): 農業土木技術者のための最新土質工学(最終章・その10) - 農業土木の実務への応用と将来への展望 -, 農業土木学会誌, Vol.58(4), pp.63-72
- 37) 仲野良紀 (1994): ハイドロリックフラクチャリングによる農業用フィルダムの内部浸食に関する研究, 平成3・4・5年度研究補助金研究成果報告書, pp.1-59
- 38) 中里裕臣, 竹内睦雄, 森 充広 (1995): 地下レーダ及び電気探査法によるため池堤体の安全性評価手法の検討, 農業土木学会, Vol.1995, pp.242-243
- 39) 中山 康, 竹内睦雄, 登内正治, 結城則行, 飯島利仁 (1985): 地下レーダによる土の物性試験(その1), 昭和61年度地すべり学会講演会要旨, pp.222-223
- 40) Ngambi, S., Nakano, R., Shimizu, H. and Nishimura, S. -1997: Cause of leakage along the outlet conduit underneath a low fill dam with special reference to hydraulic fracturing, 農業土木学会論

- 文集, No.188, pp.93-102
- 41) Ngambi, S., Shimizu, H., Nishimura, S. and Nakano, R. -1998: Fracture mechanics approach to the mechanism to hydraulic fracturing in fil dams, 農業土木学会論文集, No.195, pp.47-58.
- 42) 日本農業土木総合研究所 (1999): 平成 10 年度災害対策技術検討調査委託事業報告書, pp.1-351
- 43) 西村眞一, 仲野良紀, 清水英良 -1994: オーガーボーリング孔を利用した軟弱地盤でのハイドロリックフラクチャリング試験—農業用溜池の漏水に関する研究 (I), 農業土木学会論文集, Vol.171, pp.107-113
- 44) 農林水産省構造改善局建設部防災課 (2000): 災害専門技術者のための緊急点検マニュアル, pp.1-67
- 45) 農林水産省構造改善局地域計画課 (1991): ため池台帳, 全国集計編, p.8
- 46) 農林水産省構造改善局建設部設計課: 土地改良技術設計指針「ため池」第 3 章, pp.11-16
- 47) 岡田勝也, 杉山友康, 村石 尚, 野口達雄 (1992): 統計的手法による鉄道盛土の降雨災害危険度の評価手法, 土木学会論文集, No.448, pp.25-34
- 48) 岡田和明, 稲垣正晴, 斉藤 豊 (1995): 地下レーダによるトンネル覆工背面の空洞容積の算定, 電子情報通信学会技術研究報告, Vol.95, No.191, pp.20-34
- 49) 小倉 力, 根本清一 (1989): 小規模被害を含めたため池豪雨災害の実態, 農林水産省中国農業試験場研究報告, No.4, pp.1-11
- 50) 奥山武彦, 黒田清一郎, 中里裕臣, 長束 勇 (2003): 地すべりブロック内におけるため池の浸透防止工による地下水流道の変化, 農工研技報, No.201, pp.165-172
- 51) 大橋康廣, 中村正博, 池見 拓 (1988): 昭和 60 年梅雨前線豪雨に関わる農業用ため池の調査, 第 23 回土質工学研究発表会講演要旨, pp.1815-1816
- 52) Penman A.D.M. -1986: On the embankment Dam, *Geotechnique*, 36(3), pp.303-348
- 53) 佐藤源之 (1998): 物理探査ハンドブック, 物理探査学会, pp.402-405
- 54) 佐藤厚子, 能登繁幸 (1989): 河川堤防の強化対策に関する研究, 開発土木研究所月報, No.434, pp.2-9
- 55) Sherard, J.L. (1973): *Embankment Dam Cracking*, Embankment-Dam Engineering, John Wiley and Sons, New York, pp.271-353.
- 56) Sherard, J.L. (1985): Hydraulic Fracturing in Embankment Dams, *Proceedings, Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*, ASCE, pp.115-141
- 57) Sherard, J.L., Rey S.Decker, Norman L. Ryker -1972: Piping in Earth Dams of Dispersive Clay, *Proceedings. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, Vol.1, Part 1, pp.589-626
- 58) Sherard, J.L., Rey S. Decker, Norman L. Ryker -1972: Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay *Proceedings. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, Vol.1, Part 1, pp.653-689
- 59) 鳥根県農林水産部 (1999): 地震後の農業用ため池緊急点検マニュアル, pp.1-53
- 60) 須賀堯三, 橋本 宏, 石川忠春, 藤田光一, 葛西敏彦, 加藤善明 (1984): 建設省土木研究所河川研究室 越水堤防調査報告書—解説編—, 土木資料第 2074 号, pp.6-38
- 61) 高瀬国雄 (1967): アースダムの安全性に関する統計的研究, 京都大学学位論文, pp.58-74
- 62) 竹内睦雄, 中山 康, 川本 治 (1984): 電気探査 Dipole-Dipole 法による老朽ため池調査, 農業土木学会講演要旨, pp.90-91
- 63) 竹内睦雄 (1985): 電気探査ダイポール・ダイポール法による地下浅部探査, 土と基礎, Vol.33, No.7, pp.29-32
- 64) Tani, S. (2000): Behavior of large fill dams during earthquake and earthquake damage, *Proc. of Soil dynamics and earthquake engineering*, pp.223-229
- 65) 谷 茂, 堀 俊和 (1998): 日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究, 農業工学研究所報告, 第 37 号, pp.51-90
- 66) 谷 茂 (2000): 地盤災害の現状と予測技術について, 農業土木学会第 6 回中央研究集会, pp.49-72
- 67) 龍岡丈夫 -1986: 土質せん断試験機の設計と製作—試験法あれこれ—, 地質と調査, 第 3 号, pp.53-58
- 68) 利岡徹馬 (1990): 応用地質株式会社物理探査基礎講習会 地下レーダー, p.290
- 69) 利岡徹馬, 田村晃一, 坂山利彦, 寺田幸次 (1985): 電磁波反射法による地下探査 (その 7), 物理探査学会春期講演会要旨, pp.89-90
- 70) 東畑郁生 (2001): 豪雨による斜面不安定の模型実験と崩壊の直前予知, 都市斜面防災の新世纪 地震豪雨時の拘束長距離土砂移動現象の解明 (APERIF) 公開シンポジウム論文集, pp.107-124
- 71) 鶴飼恵三 (1982): 山地部道路沿いの斜面崩壊及び擁壁破壊の具体例, 第 17 回土質工学研究発表会, pp.53-56
- 72) Vaughan, P.R., Kluth, D.J., Leonard, M.W. and Pradora, H.H.M. -1970: Cracking and erosion of the rolled clay core of Balderhead dam and the remedial works adopted for its repair, *Proceedings, 10th International Congress on Large Dams*, Vol.3, pp.73-93
- 73) 渡辺 進 (1978): 豪雨および地震による鉄道盛土災害と復旧, 土と基礎, Vol.26, No.9, pp.9-17
- 74) 八木則男, 榎 明潔, 矢田部龍一, 山本浩司 (1981): 雨水浸透時の斜面崩壊, 愛媛大学紀要第三部 (工学), 第 9 巻, 第 4 号, pp.433-440
- 75) 八木則男, 矢田部龍一, 山本浩司 (1983): 雨水浸透による斜面崩壊, 土木学会論文集, No.330, pp.107-114
- 76) 山田康晴, 安中正実, 川口徳忠, 藤原信好 (1986): 昭和 60 年梅雨前線豪雨によるため池災害の特徴, 昭和 61 年度農業土木学会講演要旨, pp.320-321
- 77) 山本哲朗, 榊井 明, 芋岡敏彦, 松本 直 (1998): 1997 年台風 9 号によって決壊したため池の堤体調査事例, 地盤工

- 学会誌, 第46巻, 第5号, pp.40-42
- 78) 山村和也, 久楽勝行 (1972): 堤防への浸透と堤体の安全性, 土木研究所報告, No.145, pp.1-31
- 79) 山下恒雄 (1998): ため池漏水防止のためのグラウト注入材の検討, 第54回農業土木学会中国四国支部講演要旨, pp.190-192
- 80) Yanagisawa, E. Panah, A.K. (1994): Two dimensional study of hydraulic fracturing criteria in cohesive soil, *Journal of the Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.34, No.1, pp.1-9
- 81) 安中武幸, 三村一仁 (2003): 地下水面を有する土層への降雨浸潤における湿潤状況と土中空気圧挙動, 平成15年度農業土木学会大会講演会要旨, pp.302-303
- 82) 吉迫 宏, 山下恒雄 (1997): ため池堤体漏水調査への1m深地温探査法の適用, 第52回農業土木学会中国四国支部講演要旨, pp.99-101

Appendix. 1 第Ⅲ～Ⅴ章で述べるため池の諸元

名	称	場 所	築造年 (改修年)	型 式	堤 高 (m)	堤頂長 (m)	総貯水量 (m)	受益面積 (ha)	堤体土の土質分類 (縮固め度 %)				堤 体 形 状			取 水 備 設	洪 水 吐		腰石垣の 有無	
									均一型	刃金土	傾斜コア型	さや土	天端幅 (m)	余裕高 (m)	上流斜面 勾配 (%)		下流斜面 勾配 (%)	型 式		設計洪水流量 に対する放流 能力の割合
迫	の 益	島根県 津和野町	不明 (不明)	均一型	5.1	25.0	300	0.5	CL	-	-	-	1.5	0.7	1.5	1.8	流入式 ヒューム管	-	無	
江	良	山口県 むつみ村	不明 (不明)	傾斜コア 型	12.0	89.0	50000	15.0	-	CH	94.0	SMG	84.2	5.0	1.6	2.5	流入式 石張	0.4	無	
星	ヶ 谷	愛媛県 平井町	1977 (不明)	均一型	6.4	215.0	29600	23.8	CL	94.0	-	-	1.4	0.67	2.0	1.6	流入式 コンクリート	0.8	無	
山	崎	島根県 平井町	不明 (不明)	均一型	8.0	120.0	45000	31.0	MH	89.0	-	-	6.0	1.13	3.1	1.6	流周式 素堀水路	0.8	無	
王	子	広島県 庄原市	不明 (不明)	均一型	18.0	72.2	85000	-	VH2	-	-	-	3.2	1.1	2.5	1.7	流入式 石張	-	有	
田	の 方 上	山口県 阿東町	不明 (不明)	均一型	15.0	50.0	30000	1.8	CH	76.0	-	-	4.0	1.6	1.0	2.0	流入式 石張	2.2	有	
柳		広島県	不明 (不明)	均一型	4.8	57.0	5000	13.0	C	-	-	-	2.0	0.50	1.8	1.5	流入式 コンクリート	-	有	
麻	生	山口県 むつみ村	不明 (1921)	均一型	16.0	127.0	100000	20.0	ML	78.6	-	-	3.0	1.60	2.5	2.0	流入式 石張	1.63	無	
内	原 野	高知県 高知市	不明 (1992)	均一型	8.7	313.0	80000	16.0	-	MH	91.6	CH	83.4	2.0	1.32	2.0	1.5	流入式 コンクリート	1.00	無
宝	谷	愛媛県 松山市	不明 (1983)	均一型	8.7	112.0	22000	-	SF	100.9	-	-	2.8	1.50	2.0	1.8	流入式 コンクリート	-	無	
洗	沢	茨城県 水戸市	不明 (1977)	傾斜コア 型	5.0	120.0	-	-	-	VH1	-	MH	3.0	1.00	2.0	2.0	越流式 コンクリート	1.20	無	
蛭	屋 敷 中	山口県 むつみ村	不明 (不明)	均一型	3.8	20.0	-	-	SFG	82.3	-	-	2.0	0.50	1.4	1.5	石張り流入式	-	無	
銭	茂 谷 内	石川県 富来町	不明 (不明)	均一型	7.4	36.0	13000	15.0	SFG	-	-	-	5.0	0.50	1.2	0.9	流入式 コンクリート	1.00	無	
大	溜 1 号 (1998)	新潟県 上越市	1923	均一型	12.7	81.0	35000	10.2	MH	79.5	-	-	4.0	1.20	1.9	1.5	流入式 コンクリート	0.72	無	
青	野 堤	新潟県 佐和田町	1994	均一型	7.0	60.0	18000	42.0	C	-	-	-	7.5	0.50	1.2	1.5	越流式 コンクリート	0.68	無	
大	溜 1 号 (2002)	新潟県 上越市	1998	傾斜コア 型	12.7	81.0	35000	10.2	-	MHS-G	95.0	SCSG	4.0	1.20	2.4	1.5	流入式 コンクリート	0.72	有	
狼	藪	山口県 むつみ市	不明 (不明)	均一型	6.4	67.0	25000	3.0	CH	91.8	-	-	2.7	1.00	1.2	2.0	木樋	2.00	無	
大	谷	山口県 むつみ市	不明 (不明)	傾斜コア 型	23.3	33.0	4000	2.0	-	CH	81.0	SNG	88.0	2.6	0.70	1.8	1.4	流入式 コンクリート	0.20	無
二	千 六 百 紀	山口県 むつみ市	1940	均一型	11.0	44.0	636000	10.0	SFG	77.5	-	-	7.5	1.00	2.5	2.0	石張り流入式	0.96	有	
仏	光 寺	山口県 福栄村	不明 (不明)	均一型	3.9	29.0	1500	0.2	SFG	79.0	-	-	0.8	1.20	1.0	1.2	流入式 石張	0.96	無	
長	沢	山口県 阿武町	不明 (不明)	均一型	6.0	72.0	450000	43.0	Cs	-	-	-	8.0	0.65	1.37	2.3	流入式 コンクリート	1.61	無	

Appendix. 2 被災原因の一覧

名称	被災年月日	設計洪水位以上の貯水位上昇	被災形態	被害発生箇所	被災の程度	最終的な破壊形態	要因のキーワード
迫の益	1997/ 7/28	有	浸透破壊	堤体	決壊	満水位上流斜面から下流法尻にかけてのバイピングホールの発生	・上流斜面の複数の穴 ・上下流に貫通したバイピングホール
江良	1997/ 7/27	有 (+ 1.6)	浸透破壊	堤体	決壊	満水位上流斜面から下流法尻にかけてのバイピングホールの発生	・刃金土の環境による劣化, 遮水性低下 ・堤体土の環境による劣化, 遮水性低下 ・低水位に維持された貯水位 ・上下流に貫通したバイピングホール
星ヶ谷	2001/ 6/20	無	浸透破壊	堤体	決壊	満水位上流斜面から下流法尻にかけてのバイピングホールの発生	・上流斜面の複数の穴 ・堤体土の環境による劣化, 遮水性低下 ・下流法尻からのバイピングの発生
山崎	—	無	浸透破壊	堤体	被災無し	満水位上流斜面からの漏水	・腰石垣の存在
王子	1995/ 7/ 2 ~ 6	不明	浸透破壊	堤体	大破	満水位上流斜面を入口とする漏水の発生	・低水位に維持された貯水位
田の方上	1997/ 7/27	無	浸透破壊	堤体	大破	満水位上流斜面を入口とする漏水の発生	・腰石垣の存在
柳	1995/ 7/ 3	有	浸透破壊	堤体	大破	満水位上流斜面から下流法尻にかけてのバイピングホールの発生	・上下流に貫通したバイピングホール ・排水性の悪い腰石垣
麻生	1997/ 7/28	無	浸透破壊	底樋周り	決壊	底樋沿いの浸透破壊	・堤体内で屈曲した底樋構造 ・旧堤体と新堤体, 基礎の境界に設置された底樋 ・急傾斜を持つ基礎地盤上に設置された底樋 ・堤体土の縮固め不足 ・貯水位の急上昇
内原野	1997/ 3/23	有	浸透破壊	底樋周り	決壊	底樋沿いの浸透破壊	・刃金土の遮水性低下 ・不透水の上下流斜面保護 ・高透水性の基礎地盤 ・底樋 止水壁におけるアーチング ・底樋改修時の段切り掘削
宝谷	1997/ 9/20	無	浸透破壊	底樋周り	決壊	底樋沿いの浸透破壊	・高透水性の基礎地盤
洗沢	1993/ 7/10	無	浸透破壊	洪水吐周り	大破	洪水吐沿いのバイピングホールの発生洪水	・埋め戻し土の不等沈下 ・環境による埋め戻し土の劣化 ・排水孔のフィルター機能不足
黄屋敷中	1997/ 7/27	不明	すべり	下流斜面	決壊	下流斜面の法先からの逐次すべり	・逐次すべり
銭茂谷内	2002/ 7/10	無	すべり	下流斜面	大破	漏水を伴った下流斜面の法先の逐次すべり (2カ所)	・満水位上流斜面からの漏水 ・逐次すべり
大溜1号 (1998)	1998/10/17	有 (+ 0.45)	すべり	下流斜面	大破	漏水を伴った下流斜面の法先すべり	・満水位上流斜面からの漏水 ・堤体土の遮水性低下 ・縮固めの悪い堤体・強度不足
青野堤	2002/ 7/15	有	すべり	下流斜面	大破	下流斜面の大規模な法先すべり	・下流斜面における表面水の流下
大溜1号 (2002)	2000/11/15	無	すべり	下流斜面	大破	斜面内の表層すべり	・斜面中段への浸透水の浸出 ・急勾配の下流斜面 ・刃金土とさや土の透水性差の不足 ・改修時の段切り施工
狼藪	1997/ 7/28	有 (越流)	すべり	底樋周り	決壊	天端の不等沈下部分の破壊	・天端の不等沈下 ・洪水吐周辺地山の崩壊
大谷	1997/ 7/27	有 (越流)	越流破壊	底樋周り	決壊	広い範囲に渡る越流浸食	・張芝 ・上流斜面の穴
二千六世紀	1997/ 7/27	有 (越流)	越流破壊	洪水吐水路沿い	大破	洪水吐水路沿いの浸食	・洪水吐水路からの溢水による下流斜面の浸食 ・石積み工による被覆
仏光寺	1997/ 7/27	有 (越流)	越流破壊	法先浸食	軽微	下流法先直下の地盤の軽微な浸食	・植生による被覆
長沢	1997/ 7/27	有 (越流)	越流破壊	法先浸食	軽微	下流法先直下の地盤の軽微な浸食	・植生による被覆

Damage of Small Earth Dams for Irrigation Induced by Heavy Rainfall

HORI Toshikazu

Summary

There are 21,000 small earth dams in Japan which are important water resources for agriculture. Because they were constructed long time ago, many of them are aged and collapses of these dams, induced by heavy rainfall, occur almost every year. Author investigated these damaged dams and conducted model tests in order to revealed mechanisms of embankment dam's failures induced by heavy rainfall.

First of all, damages of embankment dams induced by rainfall are classified into 3 types, such as seepage failure, sliding and overflow. Influences of rainfall precipitation and increase of reservoir level to each type of damages are described.

In terms of seepage failure, following mechanism were revealed. Initially cracks occurred in embankments by hydraulic fracturing or some environmental effects. These cracks make permeability of upstream slope of embankments high for a long time. When reservoir levels rapidly rized by heavy rainfall, these cracks open and piping failures occur.

In terms of sliding failure, effects of rainfall and filling to stability of embankments are described. It is considered that large sliding failures likely occur by heavy rainfall or rapid filling. Also, rapid filling causes piping failures, which progress sliding failure of downstream slopes.

In terms of overflow failure, conditions of downstream slope surface effect degree of damages when reservoir water overtop on embankments.