

大規模天然ダムの越流決壊の解析と 応急対応の検討

2017 年

石 塚 忠 範

目 次

第 1 章 本研究の目的

1.1 天然ダムに関する既往研究とこれまでの対応	1
1.2 既往研究と天然ダムへの対応における課題	5
1.2.1 天然ダムの越流侵食の実態	5
1.2.2 天然ダムの越流決壊モデルの適用と検証	6
1.2.3 天然ダムに係る警戒避難とハード対策	7
1.3 本研究の目的と構成	8

第 2 章 インドネシア・アンボン島天然ダム決壊洪水の実態と発生過程

2.1 概説	13
2.2 天然ダム決壊洪水の概要	16
2.2.1 天然ダムの概要	16
2.2.2 決壊洪水の経過	19
2.2.3 天然ダム決壊に伴う氾濫堆積	21
2.3 天然ダムの越流侵食の実態	24
2.3.1 調査方法	24
2.3.2 調査結果と考察	25
2.4 現地映像資料にもとづく決壊洪水の発生過程	32
2.4.1 使用した映像資料と研究方法	32
2.4.2 映像資料の判読結果	35
2.4.3 考察	38
2.5 結語	47

第 3 章 LADOF モデルを用いた天然ダム決壊洪水の再現と検証

3.1 概説	52
3.2 天然ダム決壊洪水の再現と検証	54
3.2.1 数値計算モデル	54
3.2.2 計算条件	59
3.2.3 計算結果と検証	61
3.3 現地映像による観察とシミュレーション結果の比較	64
3.3.1 決壊洪水発生プロセスの比較	64
3.3.2 縦断形状の時間変化の比較	67
3.4 決壊洪水発生過程に関する既往研究との比較	69
3.5 結語	70

第 4 章 大規模天然ダム形成時の応急対応	
4.1 概説	74
4.2 アンボン島天然ダムへの対策と警戒避難の実態，課題	77
4.2.1 インドネシア関係機関の対応と日本の支援	77
4.2.2 現地の災害対応に関するヒアリング	83
4.2.3 考察	84
4.3 排水路工の効果と検証	89
4.3.1 研究方法	89
4.3.2 計算結果	92
4.3.3 考察	93
4.4 結語	101
第 5 章 結論	105
謝辞	110

第1章 本研究の目的

1.1 天然ダムに関する既往研究とこれまでの対応

深層崩壊や地すべり等により、崩壊土砂が河道を塞いで発生する天然ダムは、越流決壊により大規模な洪水につながる恐れがある。特に、湛水池の規模が大きい場合には、被害はより甚大で広範囲に及ぶことになる。天然ダム決壊による災害は世界各地で発生しており、日本国内においても、表-1.1 に示すとおり、繰り返し甚大な被害を被っている(森ら, 2011)。たとえば、1889 年の明治十津川災害では、53 箇所天然ダムが形成され、そのほぼ 1 ヶ月後の豪雨により、多数の天然ダムが決壊した。これにより、下流の和歌山県新宮市では死者 50 人、流失家屋数百戸に及ぶ被害がもたらされた(田畑ら, 2001)。1892 年徳島県那賀川流域に形成された高磯山天然ダムは、ダム高 71m に及ぶもので形成から 3 日後に決壊した。洪水段波の最高水位は 7km 下流の地点でも 31m に達したとされ、天然ダムによる埋没と上流の湛水被害も合わせて、多くの人命被害、家屋被害を出している(井上ら, 2005)。また、1953 年の有田川災害では、高さ 80m、湛水量 1,700 万 m³ の金剛寺天然ダムなどが形成され、そのいくつかは台風などにより 2~3 ヶ月後に決壊、流出し、下流に大きな被害をもたらしている(田畑ら, 2001)。このほかにも、地震に伴い大規模な天然ダムが形成された事例として、1847 年善光寺地震、1858 年飛越地震などが挙げられ、近年では、2004 年中越地震、2008 年岩手・宮城内陸地震によるものなどがある。また、直近の災害として、2011 年紀伊半島大水害が記憶に新しい。

表-1.1 日本の天然ダム災害一覧(森ら, 2011)

事例 No.	発生 年月日	事例の名称	発生 誘因	事例 No.	発生 年月日	事例の名称	発生 誘因
1-1	714or715	天竜川・遠山川	○	33-1	1901.7.25	福島・平田新沼	■
2-1	887.8.22	千曲川・古千曲湖	○	34-1	1911.8.08	姫川・稗田山崩れ	■
3-1	1176.11.19	魚野川・石打	■?	35-1	1914.3.14	雄物川・布又沢	○
4-1	1441.7	高瀬川・鹿島川・八沢	■	36-1	1914.8.28	安倍川中流・蔵野	■
5-1	1502.1.28?	姫川・真那板山	○	37-1	1915.6.06	焼岳噴火・大正池	▲
6-1	1586.1.18	庄川・掃雲山	○	38-1	1923.9.01	秦野市・震生湖	○
7-1	1611.12.03	阿賀野川・山崎新湖	○	39-1	1930.11.26	狩野川・奥野山	○
8-1	1642.9.3	一ツ瀬川・三納	■	40-1	1931~33	大和川・亀の瀬	■?
9-1	1661決壊時	木曾川・大榑入山	○?	41-1	1939.4.29	姫川・風張山	■
10-1	1662.6.16	安曇川・町居崩れ	○	42-1	1943.9.18	番匠川・大刈野	■
11-1	1683.10.20	鬼怒川・五十里崩れ	○	43-1	1945.10.03	信濃川・梓川・島々谷	■
12-1	1707.10.28	安倍川・大谷崩れ・大池	○	44-1	1949.12.26	日光市・七里	○
13-1	1714.4.28	姫川・岩戸山	○	45-1	1953.7.17	有田川・金剛寺	■
14-1	1718.8.22	天竜川・遠山川・和田	○	46-1	1961.6.27	天竜川・大西山	■
15-1	1742.8.30	荒川・矢那瀬	■	47-1	1965.9.13	揖斐川・徳山白谷	○■
16-1	1751.5.21	名立川・小田島	○	48-1	1967.5.04	姫川・大所川・赤禿山	■
17-1	1757.6.24	梓川・トバタ崩れ	○	49-1	1971.7.16	姫川・小土山土地すべり	■
18-1	1783.8.05	浅間山噴火・八ツ場	▲	50-1	1976.9.12	鏡川・敷ノ山	■
19-1	1788.8.27	物部川・堂の岡	■	51-1	1982.8.03	紀ノ川・和田地すべり	■
20-1	1793.2.08	追良瀬川中流	○	52-1	1984.9.14	木曾川・御岳崩れ	○
21-1	1847.5.08	犀川・岩倉山	○	53-1	1985.7.09	神戸市・清水	■
22-1	1854.12.23	安政東海地震	○	54-1	1991.3.23	浜田市・周布川	■
23-1	1858.4.09	常願寺川・鳶崩れ	○	55-1	1993.6.15	最上川・立谷沢川・濁沢	■
24-1	1870.9.18	木津川・伊賀上野	○■	56-1	1995.1.17	西宮市・仁川	○
25-1	1877	最上川・鮭川・大谷地	■	57-1	1997.5.05	信濃川・鬼無里村	■
26-1	1888.7.15	磐梯山・松原湖	▲	58-1	2000.1.06	阿賀野川・上川村	■
27-1	1889.8.19	十津川・塩野新湖	■	59-1	2004.10.23	信濃川・芋川・東竹沢	○
28-1	1891.6.16	姫川・ガラガラ沢	■	60-1	2005.9.06	耳川・野々尾	■
29-1	1891.10.28	揖斐川・根尾川・水鳥	○	61-1	2008.6.14	北上川・湯ノ倉温泉	○
30-1	1892.7.25	那賀川・高磯山	■				
31-1	1892.7.25	雄物川・善知島沢	○				
32-1	1900.12.03	富士川・大柳川・十谷	■				
						発生誘因	地震 ○ 豪雨 ■ 噴火 ▲

天然ダム決壊に伴う災害は、土石流をはじめとする他の土砂災害と比べて、発生頻度は高くないものの被害は甚大であり、人命被害の回避、軽減に向けて、国内外において精力的な研究が進められてきた。

その一つとして、過去の災害事例を、詳細な地形分類や、災害当時の状況が記された文献史料などから、明らかにしようとするものがある。例えば、井上ら（2009）は、887年五畿七道の地震に伴う八ヶ岳大月川岩屑なだれにより形成された天然ダムについて、形成と決壊及び被害の実態を詳細に述べている。この天然ダムは、史実に残る最古のもので、湛水量5億8千万 m^3 に及ぶ日本では最大規模とされる。前述した明治十津川災害や高磯山天然ダムなどの事例も、こうした研究の成果により、近年になって詳細な実態が明らかにされたものである。これらの過去の災害事例は、田畑ら（2002）、森ら（2011）により広く収集され、個々の天然ダムの概要とともに、天然ダム決壊洪水の特性、洪水流量の予測や対応策の考え方などがまとめられている。国外の事例については、Costa and Schuster（1988）が、氷河湖決壊洪水などを含む世界各地の225の事例を整理している。この中で、天然ダムの決壊形態として、越流侵食によるもの、堤体のすべり破壊によるもの、パイピング破壊によるものを挙げ、人為的に手が加えられたものを除いて、9割以上が越流侵食により決壊していることを報告している。このような資料解析的な研究を通じて、個々の災害事象の実態のみならず天然ダム決壊に伴う災害の特性を理解し、それらを踏まえた合理的な対応を行うことが可能になってきたと言える。

天然ダム災害からの被害を回避する上で、被害範囲の予測は最も基本的な情報の一つである。Costa（1985）は、ダム高と湛水量を組み合わせたダム・ファクターを用いて、過去の実績データから洪水ピーク流量を経験的に求める方法を提案した。また、シミュレーションによる計算結果とダム・ファクターとの相関関係により、ピーク流量を求める方法が提案されている（たとえば、石川ら、1992）。これらの手法では、ピーク流量が簡便に求まるものの、洪水波形や氾濫開始点を一意的に決められないなどの課題がある。このため、天然ダムの越流侵食過程を再現し、決壊洪水のハイドログラフを予測することができるシミュレーションモデルが開発されてきた（たとえば、高橋・中川、1993；里深ら、2007a）。これらのモデルでは、土石流から掃流までの各流砂形態から成る流れを再現するとともに、天然ダム上に形成される水みちの拡幅プロセスが定式化されている。また、モデルは実際の決壊事例に適用され、天然ダム下流の洪水高などを、よく再現していることが確かめられている（たとえば、里深ら、2007c）。2004年中越地震、2008年岩手・宮城内陸地震に伴い多数のダムが形成されたことなどを受け、2011年に「土砂災害警戒区域等における土砂災害対策の推進に関する法律」が改正された。これにより、天然ダム（河道閉塞）の高さが概ね20m以上で、概ね10戸以上の人家に被害が想定される場合は、国が緊急調査を行い、土砂災害が想定される土地の区域や時期を、緊急情報として市町村や一般に周知することとなった。2011年紀伊半島大水害では、法律が初めて適用され、緊急調査にもとづき被害が想定される区域と越流開始時期の予測が関係自治体に通知された（石塚ら、2012）。被害範囲の予測には、里深らが開発したモデルを実装したシミュレーションモデルが使用されており（清水ら、2012）、天然ダム決壊に伴う被害範囲の予測は、近年の研究により大きな進展を遂げてきた

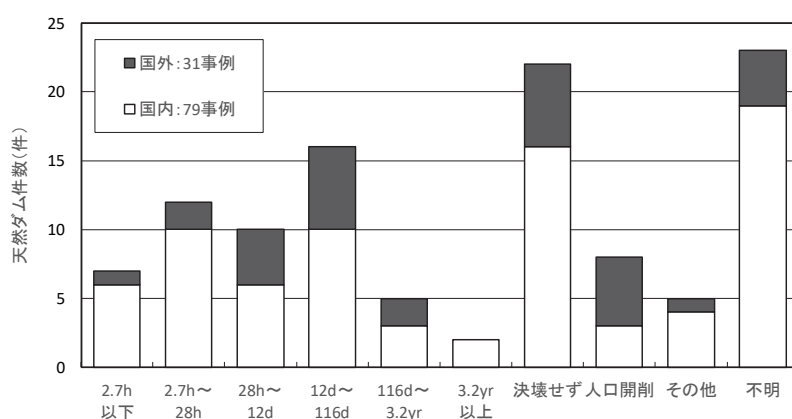
と言える。

シミュレーションモデルの検証、改良を進めていくためには、天然ダム決壊前後の地形形状のほか、堤体を構成する材料の粒度分布や、決壊による氾濫堆積の状況などについて、データを蓄積していくことが不可欠である。近年では、計測技術の進歩により、LiDAR や衛星画像等を用いて、詳細な情報が得られるようになってきた。岩手・宮城内陸地震において形成された天然ダムでは、決壊に伴う地形変化に加えて、ダム堤体や洪水氾濫による堆積土砂の粒度分布などが議論されている（内田ら，2009；吉野ら，2010；Kaji et al., 2014）。紀伊半島大水害で形成された天然ダムでは、ボーリング調査などが行われ、堤体の内部構造とともに、それによる水文特性の違いなどが明らかにされている（桜井ら，2015）。さらに，秋山ら（2014）は、堤体からの漏水量の計測結果にもとづき、湛水位の予測に際して漏水の影響を考慮することの必要性を指摘した。山間地に形成される天然ダムでは、流況データなど水文情報が不足することも多いが、千葉・水山（2013）は、ひと雨の雨量と湛水位の変動の関係を用いて、満水までの累加雨量を求める簡易な手法を提案している。また、岩手・宮城内陸地震において、湛水位の観測開始までに時間を要したことから、ヘリコプターにより上空から投下し、遠隔地でも迅速な観測を可能とする水位観測ブイが開発された（山越ら，2013）。天然ダムの性状等に関する知見の蓄積とともに、湛水位の予測についても、精度の向上や迅速性の確保などを視野に入れた手法の開発が進められている。シミュレーションモデルの改良と合わせ、より実効性の高い警戒避難体制の確保へとつなげられていくことが期待される。

天然ダム災害への応急対応では、越流決壊するまでの時間的猶予が少ないことも多く、大きな制約となる。田畑ら（2002）が国内外の事例を整理した結果によると（図－1.1），決壊に至っていないものや開削されたものなどを除いた 52 例のうち、概ね 10 日以内（ $1.0\text{E}+06$ 秒以内）に決壊したものは、半数を超える 29 例を占めている。このため、初動の段階では、短期間に簡便な方法で調査と予測を行い、その後、より詳細な調査にもとづき、段階的に精度を高めていく対応が求められる。内田ら（2011）は、シミュレーション計算に用いるパラメータを計測の難易度と計算結果に及ぼす影響度の点から分類し、緊急時に最低限計測すべき入力条件の考え方を提示した。前述の紀伊半島大水害では、この考え方にもとづき緊急調査が実施されている。

天然ダムの形成に際してとられた緊急対策工事に関しては、森（2015）が国内外の事例をとりまとめている。それによると、国外の例も含め、水路開削により湛水位を下げることを目的とした工事が多く見られる。国内において、天然ダム形成時の対応が体系的に議論されるようになった契機の一つとして、1984 年長野県西部地震に伴う御岳崩れによるものが挙げられる。たとえば、水山ら（1989）は、天然ダム形成直後の概略調査から危険度判定、応急対策へと進む段階的な対応の流れを示した上で、対策工の適応性について、施工性や資機材調達の難易などの点から評価を行っている。図－1.1 によると、概ね 12 日から 4 ヶ月以内に決壊したものが 16 例あり、初動期の警戒避難体制の確立に続いて、緊急的な安全確保のための対策が必要となる。中越地震、岩手・宮城内陸地震に伴う天然ダムでは、越流水を安全に流下させるための仮排水路の建設が行われ、その後河道閉塞土砂の流出を防止するこ

とを目的とした砂防堰堤工，護岸工などの恒久対策が行われている。これらの対策により得られた知見を踏まえて，対策工の検討フローや，対策工計画，施工計画における留意点などをとりまとめた「天然ダム対策工事マニュアル」が作成された。紀伊半島大水害に際しては，中越地震，岩手・宮城内陸地震における経験を踏まえて対策がなされたが，ダム高が数十～100m と規模が大きく，従来の考え方では対応が困難な多くの課題に直面したことが，桜井（2015）により報告されている。具体的には，ダム高が大きく下流斜面脚部の洗堀防止には従来の工法では困難があること，下流斜面勾配が急で設置できる構造物に制約があることなどを挙げ，これらの課題の解決を図りながら対策工の計画を進めたことを述べている。天然ダム形成時の対策の考え方が体系的に議論されるようになり，また，異なる規模や条件の天然ダムへの対応を通じて，対策を実施する際のさまざまな課題に対する知見の蓄積が進んできたと言える。



図－1.1 天然ダムの継続時間（田畑ら，2002）

1.2 既往研究と天然ダムへの対応における課題

近年の研究により、多くの貴重な成果が上げられ、天然ダムが形成された際の対応も、既往の知見を踏まえたより合理的なものへと進展してきた。しかしながら、過去の事例研究により、大規模な天然ダムが形成され、広範囲にわたって激甚な被害をもたらしたものが、多数あることが分かっている。国内における近年の事例は、比較的小規模なものも多く、大規模な決壊洪水により大きな被害を出すまでには至っていない。このため、より大規模な天然ダム災害への対応を考える場合、まだ多くの課題が残されていると言ってよい。

1.2.1 天然ダムの越流侵食の実態

天然ダム決壊に伴う被害範囲の予測をはじめとして、被害軽減に向けた研究を進めていく上で、実際の決壊事例を対象に、越流侵食の実態に関わる詳細なデータを取得することは重要である。

近年の計測技術の進歩により、LiDAR や衛星画像等を用いて、詳細な地形情報が得られるようになってきた。吉野ら（2010）は、2008年岩手・宮城内陸地震に伴い形成された天然ダムにおいて、LiDAR データを用いて、決壊前後の地形形状の変化を把握するとともに、水路実験やシミュレーションを用いた既往研究との比較を行った。この中で、縦断形状の変化について、侵食が元河床に達する前に途中で停止することを述べ、上流からの水の供給や堤体で生じたアーマリングとの関係を議論している。また、既往研究との比較では、決壊後の縦断勾配が元河床とほぼ同じであったとする吉野らと同様の研究結果と、元河床よりも急になったことを示す研究結果があることを報告している。吉野らの事例はダム高が8～42mと比較的小規模なものであり、天然ダムの規模などの影響が考えられるものの詳細は明らかでない。天然ダム決壊に伴う地形形状の変化は、洪水のピーク流量や総流出量に大きく関わると考えられるが、詳細な情報が得られている事例は限られており、天然ダムの規模や地形条件との関係など不明な点は多い。天然ダム堤体の形状に加えて、堤体を構成する材料の特性も、侵食速度を支配する重要なパラメータである。Casagli et al. (2003) は、イタリア・アペニン山脈北部において、天然ダム堤体の粒径調査を行い、粒度構成にはふた山傾向 (bimodal) が見られることや、代表粒径の取り扱いがシミュレーションの結果に大きな影響を与えることを指摘した。また、内田ら（2009）は、岩手・宮城内陸地震による天然ダムについて、越流侵食により土砂の粗粒化が生じたことを報告しており、堤体表面のアーマリングが進んだことが考えられる。天然ダムの堤体材料の物性や越流侵食に伴う変化などを把握し、堤体の侵食速度や地形形状の変化との関係を明らかにすることは、被害予測の上からも重要であるが、これらに関する知見は十分とは言えない。

天然ダムの越流侵食のモデル化やその検証は、これまで主に水路実験からの知見によってきた（例えば、Cao et al., 2011）。高橋・中川（1993）は、水路実験における天然ダム堤体の侵食状況の観察より、縦断方向の侵食の進行に伴い、天端付近の水みち側岸の崩落が起こり始め、越流量の増大により、さらに水みちの拡幅が急速に進んでいくプロセスを述べている。他にも、縦侵食の急速な進行により河床が低下し、水みちの側岸が崩落する実験結果が報告されている（小田ら、2006）。吉野ら（2013）は、このような過程を斜面安定解析にも

とづきモデル化し、実際の事例で水みちの比高と側岸勾配の関係がよく説明できることを示した。一方で、実験においては、堤体材料の不均質性を反映することや、堤体模型の大きさには限界もあり、現象の再現性をどのように評価するかは課題である。実験条件をより実態を反映したものとする観点からの取り組みも行われており、例えば、小田ら（2006）はベントナイトを混合した材料を用いた水路実験を行い、土砂の粘着性等の物性の違いと最大流量等との関係を報告している。また、最近では、堤体模型をより実際に近いスケールで再現することも試みられている（原田ら、2015）。このような取り組みと合わせて、実験の再現性を実際の現象から裏づけられることが求められるが、天然ダムは人家から離れた山間地で形成されることが多く、しばしば夜間や形成直後に決壊していることから、進行中の現象に対してリアルタイムで観測等が行われた例はほとんど無い。天然ダムが決壊に至る頻度は、必ずしも高くはないため、さまざま条件において、対策工や危機管理の検討を進めていくためには、実験やシミュレーションによる検討が不可欠である。それらの信頼性を高める上からも、実スケールで越流決壊のプロセスを観察し、実験やモデルの再現性、妥当性を、実際の現象にもとづき比較検証することが必要とされている。

1.2.2 天然ダム越流決壊モデルの適用と検証

天然ダム災害による被害を予測するための手法として、過去の実績データから洪水ピーク流量を統計的に求める方法が挙げられる。また、天然ダムの越流侵食を再現し、決壊洪水のハイドログラフを求めることができるシミュレーションモデルが開発されており、氾濫解析を通じて、より精度の高い予測を行うことが可能となっている。その一つとして、人工のアース・ダムを対象として開発された BREACH モデルがあり（Fread, 1988）、海外においては、天然ダムの越流決壊に対しても数多くの適用事例がある。BREACH モデルでは、掃流砂量式にもとづいて堤体の侵食を考慮しており、最近のものでは 2008 年中国唐家山天然ダムに適用され、決壊によるハイドログラフがよく再現されていることが報告されている（Fan et al., 2012）。高橋・中川（1992）は、1.2.1 で述べたような水みちの拡幅プロセスを定式化した上で、天然ダム上の土砂を含む流れの形態を土石流、掃流状集合流動、掃流に分類し、その形態毎に抵抗則を与える方法により解析するモデルを提案した。また、里深ら（2007a）は水流層と砂礫移動層から成る二層流モデルと、水みち側岸の侵食が流速の一乗に比例する侵食速度式を用いた LADOF（Landslide dam outburst flood）モデルを考案した。高橋・中川と里深らのモデルでは、流れに含まれる土砂の流送形態を考慮しているため、天然ダム上で生じる土砂の侵食と堆積を精度よく再現することが可能となっている。さらに、既往の実験等による知見を踏まえて、側岸の崩落を伴う水みちの侵食過程をモデルに組み込んで、シミュレーション計算を行うことが試みられている（吉野ら；2011、赤澤・里深；2014）。高橋・中川のモデルは、水路実験より得られた越流侵食後の縦横断形状などをよく再現していることが報告されており、また LADOF モデルは、2005 年宮崎県の野々尾天然ダムや 1892 年高磯山天然ダム決壊に適用され、下流での洪水高などをよく再現していることが確かめられている（里深ら、2007a,c）。ただし、検証の対象とされた天然ダムは、古い時代のものであることや、天然ダム形成直後の出水中に決壊していることから、地形調査等

からの推定により決壊前の地形を推定し、計算が行われている。詳細な地形情報が得られた最近の事例で、検証が行われたものは、岩手・宮城内陸地震に伴う天然ダムに適用した田村ら（2010）があるが、比較的小規模な事例と言える。モデルによる被害範囲の予測は、天然ダムが形成された際の危機管理における最も基礎となる情報であり、さまざまな規模や性状の天然ダムに対して、モデルの適合性が確認されている必要がある。しかしながら、大規模な天然ダムを対象として、詳細な地形情報にもとづいて検証された事例は少ない。

一方、これまでのシミュレーションモデルの検証は、主に、洪水ハイドログラフや決壊後の最終の地形形状などを比較対象として行われてきた。越流決壊に伴う洪水の規模は、ダム堤体の侵食速度などが深く関わっていると考えられ、例えば里深ら（2007b, c）は、縦横断方向の侵食速度の違いのほか、縦断形状の時間変化などについて言及している。また、実験においては、高橋・中川（1993）が水みちの横断形状の変化をシミュレーション結果と比較しているほか、赤澤・里深（2014）は、側岸侵食速度係数の違いによる侵食形状の変化を述べている。モデルの信頼性を向上させていく上では、モデルが出力する越流侵食のプロセスについても、比較検証が行われることが求められるが、このような観点に立った研究事例は限られており、また 1.2.1 で述べたように実験の再現性には課題がある。粒度構成などダム堤体の物性に関わる情報が蓄積され、モデルによる越流侵食のプロセスの検証等を通じて、侵食速度などの被害の大きさや切迫性を決定づけるパラメータと関連づけることができれば、より精度の高い被害予測につなげられることに加えて、危機管理の上からも有益な情報となる。

1.2.3 天然ダムに係る警戒避難とハード対策

天然ダムに係る警戒避難に関して、被害範囲や決壊時期の予測については研究が大きく進んだと言えるが、情報伝達や避難行動と言った観点から、検証がなされた事例はほとんどない。千葉ら（2007）は、2005 年宮崎県の野々尾天然ダム決壊において、急激な水位上昇等の異常の検知と情報の伝達、それらを受けた自治体、住民等の対応について実態を報告している。ただし、天然ダムが形成された出水中の夜間に決壊した事例であり、決壊までにある程度の時間的余裕があった場合で、警戒避難の実態等について言及したものは、近年の事例では見受けられない。歴史的な事例では、文献資料に鉄砲や狼煙を合図に洪水の発生を下流に伝達したとの記述が散見されるが、これ以上の情報はない。天然ダム決壊による被害の特徴の一つとして、被害範囲が広範囲に及ぶことが挙げられ、たとえば、明治十津川災害では、1.1 節でも述べたとおり、およそ 50km 離れた下流の和歌山県新宮市で、死者 50 人の被害がもたらされている。このような距離が離れた場所における事象に対して、住民が危険性を認識し避難行動につなげられるのか、また情報伝達における課題は何かと言った点についての検討は、全くないと言ってよい。災害の危険性に関する情報と住民の避難行動との関係や、情報伝達における課題を検証することは、被害範囲や決壊時期の予測の精度向上と合わせて、警戒避難の確実性を高める上で重要と考えられる。

つぎに、ハード対策について見ると、中越地震以降に形成された天然ダムでは、次の出水期などを期限とした緊急対策として、仮排水路が設置されたものが多い。恒久対策としては、

計画規模の流量を安全に流下させるための排水路のほか、土砂流出による被害の防止を目的とした砂防堰堤等が建設されている。一方、こうした対策に要した時間に着目してみると、緊急対策である仮排水路の建設には、中越地震、岩手・宮城内陸地震の例で2～3ヶ月、紀伊半島大水害では8～9ヶ月を要している。これに対して、1.1で述べたとおり、概ね12日から4ヶ月以内に決壊したものが16例あり、紀伊半島大水害のような規模が大きい天然ダムの場合は、緊急対策の施工中に、越流に至ることも想定される。これらを勘案すると、より短期間で施工が可能で、ピーク流量の低減などの減災効果を有する施設を建設することは、初動期の被害の回避、軽減を図る上で、有効な対策の一つとなり得る。このような施設を先行して建設することにより、仮排水路等が施工途中で越流に至った場合でも、相応の機能を発揮することが期待できると言え、特に大規模な天然ダムでは有効と考えられる。このようなリスク低減の観点からの研究としては、水野・小山内(2010)が天然ダム下流斜面に敷き並べたブロックの侵食抑制効果を水路実験により検討しており、他に施工中の越流を想定して排水路の配置と侵食抑制効果を検討した梶ら(2014)の水路実験がある。しかしながら、このような観点から対策工の計画が検討された例は少なく、またその手法も実験的研究に限られる。実際への適用に向けては、実験にとどまらず、シミュレーションによる検討も含めて、効果の再現性や実行性などのさまざまな観点から、知見の蓄積を進めていく必要がある。

1.3 本研究の目的と構成

2012年7月インドネシア東部のアンボン島で、大規模な山体崩壊に伴い天然ダムが形成された。高さ137m、湛水容量約2,500万 m^3 に及ぶ大規模なもので、天然ダムの形成から約1年後の2013年7月に決壊した(石塚ら, 2015)。これにより大規模な決壊洪水が発生し、下流にあった村の家屋・建物の多くが流失する甚大な被害をもたらされた。一方、日本からの支援も踏まえ、警戒避難体制の整備や排水路の建設などの対策が行われており、住民約5,200人のうち死者・行方不明者は2名と、人的被害は最小限に抑えられた。

この災害に際して、著者らは天然ダム決壊前後に数次にわたる現地踏査を実施し、各種調査を行ったほか、観測データや対策に関する資料などの収集を幅広く行った。また、地形情報に関しても、地上測量に加えて、衛星画像による数値地形地図(DEM)の作成が行われている。さらに、現地踏査時に設置したインターバルカメラにより、決壊洪水発生時の状況を撮影することに成功したほか、インドネシア公共事業省や住民により撮影されたビデオカメラ映像を入手することができた。天然ダムの越流決壊が進行する様子を、映像で捉えた世界でも初めての例と考えている。これらの詳細な情報を用いて、大規模天然ダムの決壊洪水を多角的に検証することができる貴重な事例であり、特に映像資料からは、天然ダムの決壊過程を実スケールで議論することが可能である。さらに、事前の警戒避難の取り組みや構造物による対策を経て決壊を迎え、実際に住民による避難が行われていることから、応急対応における成果や今後に向けての課題を検証することの意義は大きい。

本研究では、インドネシア・アンボン島に形成された天然ダムを対象として、現地映像をはじめとするさまざまな資料を用いて、決壊洪水の実態とその発生過程を明らかにするとと

もに、大規模天然ダムに対する越流侵食モデルの適用性を検証する。さらに、天然ダム形成後に実施された警戒避難の取り組みと、対策工の課題や効果について考察することにより、既往研究等から得られている知見を実際の現象から検証し、大規模天然ダム形成時のより確実で実効性の高い応急対応に資することを目的とする。

研究の構成は、つぎのとおりである（図－1.2）。

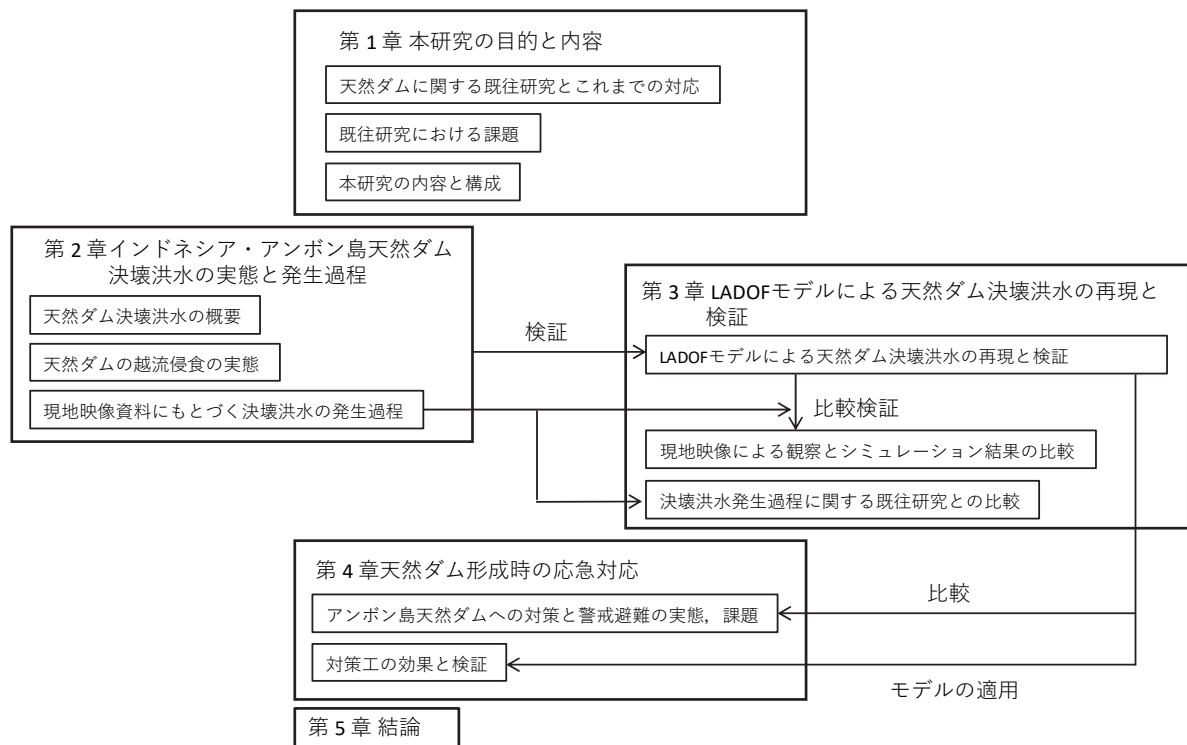
第1章では、近年の研究と天然ダム形成時の対応について、その進展を概括した。その上で、天然ダムの越流侵食の実態解明、越流侵食プロセスの数値シミュレーション、警戒避難とハード対策について、既往研究における課題を整理した。

第2章では、まず、インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水について、その概要を述べる。つぎに、現地調査結果や収集資料、衛星 DEM 等を用いて、決壊に伴う地形変化と越流侵食の実態を述べ、他の天然ダムとの比較を行う。さらに、現地映像資料を用いて、越流決壊に関わる現象の判読を行い、それらが発生した時間的關係にもとづき、天然ダム決壊洪水の発生過程を考察する。

第3章では、LADOF モデルを用いて、天然ダム決壊洪水の再現計算を行うとともに、第2章で得られた洪水の発生経過や衛星 DEM による地形情報等から、モデルの適用性を検証する。また、第2章で明らかになった越流侵食から決壊洪水へと現象が進展していくプロセスについて、シミュレーション結果と比較し、モデルによる決壊洪水発生過程の再現性を検証する。さらに、第2章の結果と合わせて、本研究により得られた天然ダムの越流決壊過程の特徴をとりまとめ、既往研究との比較を行う。

第4章では、天然ダム形成以降に、インドネシア政府により実施された警戒避難とハード対策の取り組み、ならびに関係者へのインタビューから得られた災害発生前の関係機関の対応や、住民の行動などをとりまとめ、大規模な災害において人的被害を軽減できた要因を考察する。また、第3章で行ったシミュレーション結果も踏まえて、大規模天然ダム形成時の応急対応を立案する上での課題を考察する。また、LADOF モデルに構造物の倒壊過程を組み込んだ計算を行い、決壊時に建設途中であった排水路が果たした機能を検証するとともに、対策工の配置計画、施工計画の考え方を整理する。

第5章では、結論として、本研究で得られた成果を要約する。



図－1.2 研究の構成

引用文献

- 赤澤史顕・里深好文（2014）：天然ダムの越流侵食過程に関する二次元シミュレーション，砂防学会誌，Vol. 67, No. 1, p. 28 - 34
- 秋山怜子・藤村直樹・石塚忠範・内田太郎・桜井亘・酒井良・海原荘一・只熊典子（2014）：天然ダムの水位予測に漏水量が与える影響，砂防学会誌，Vol. 67, No. 4, p. 31 - 37
- Cao, Z., Yue, Z. and Pender, G. (2011) : Landslide dam failure and flood hydraulics. Part I: experimental investigation, Natural Hazards, Vol. 59, p. 1003 - 1019
- Casagli, N., Ermini, L. and Rosati, G. (2003) : Determining grain size distribution of the material composing landslide dams in the Northern Apennines: sampling and processing methods, Engineering Geology, Vol. 69, p. 83 - 97
- 千葉幹・水山高久（2013）：天然ダムの水位観測による満水までの雨量推定方法について（平成23年台風12号に関する事例研究），砂防学会誌，Vol. 65, No. 5, p. 50 - 55
- 千葉幹・森俊勇・内川龍男・水山高久・里深好文（2007）：平成18年台風14号により宮崎県耳川で発生した天然ダムの決壊過程と天然ダムに対する警戒避難のあり方に関する提案，砂防学会誌，Vol. 60, No. 1, p. 43 - 47
- Costa, J.E. (1985) : Floods from dam failures, U. S. Geological Survey, Open File Report 85-560, pp. 54

- Costa, J.E. and Schuster, R.I. (1988) : The formation and failure of natural dams, Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, p. 1054 - 1068
- Fan, X., Tang, C. X., van Westen, C. J. and Alkema, D. (2012) : Simulating dam-breach flood scenarios of the Tanjianshan landslide dam induced by the Wenchuan Earthquake, Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 12, p. 3031 - 3044
- Fread, D. L. (1988) : BREACH: an erosion model for earth dam failures, US National Weather Service, pp. 35
- 原田紹臣・赤澤史顕・速見智・柳崎剛・里深好文・藤本将光・堤大三・宮田秀介 (2015) : 足洗谷流域ヒル谷における天然ダム決壊に関する現地実験, 砂防学会誌, Vol. 67, No. 6, p. 41 - 48
- 井上公夫・森俊勇・伊藤達平・我部山佳久 (2005) : 1892 年に四国東部で発生した高磯山と保勢の天然ダムの決壊と災害, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 4, p. 3 - 12
- 井上公夫・坂口哲夫・町田尚久・平春 (2009) : ハヶ岳大月岩屑なだれ (887) によって形成・決壊した天然ダム, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集
- 石川芳治・井良沢道也・匡尚富 (1992) : 天然ダムの決壊による洪水流下の予測と対策, 砂防学会誌 (新砂防), Vol. 45, No. 1, p. 14 - 23
- 石塚忠範・岡本敦・中込淳 (2012) : 台風 12 号に伴い紀伊山地で発生した深層崩壊の二次災害対策について, 京都大学防災研究所特定研究集会 深層崩壊の実態, 予測, 対応, p. 38 - 44
- 石塚忠範・徳永良雄・澤野久弥 (2015) : インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水への対応, 土木学会論文集 F 5, Vol. 71, No. 2, p. 24 - 32
- 梶昭仁・清水武志・森田耕司・石塚忠範 (2014) : 天然ダム越流侵食に対する侵食抑止工の効果に関する水路実験, 土木技術資料, Vol. 56, No. 7, p. 18 - 21
- Kaji, A., Shimizu, T., Uchida, T., Ishizuka, T., Morita, K., Okuyama, Y. and Niwa, S. (2014) : Changes in grain size distribution and topography of mountainous river bed by landslide dam failure, Proc. of the INTERPRAEVENT2014 in the Pacific Rim, DVD-ROM
- 水野秀明・小山内信智 (2010) : 河道閉塞 (天然ダム) の形成による土砂災害リスクの低減対策に関する研究, 砂防学会誌, Vol. 62, No. 6, p. 24 - 29
- 水山高久・石川芳治・福本晃久 (1989) : 天然ダムの破壊と対策, 土木技術資料, Vol. 31, No. 11, p. 50 - 56
- 森俊勇 (2015) : 国内外で採用された天然ダム緊急対策工法, 砂防学会誌, Vol. 68, No. 2, p. 56 - 62
- 森俊勇・坂口哲夫・井上公夫編著 (2011) : 日本の天然ダムと対応策, 古今書院, pp. 186
- 小田晃・水山高久・長谷川祐治・森俊勇・川田孝信 (2006) : 天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 1, p. 29 - 34
- 桜井亘 (2015) : 大規模河道閉塞における対策工の計画に関する研究, 京都大学学位論文, pp. 213

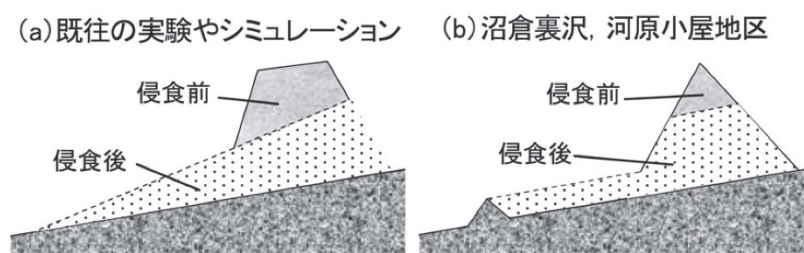
- 桜井亘・酒井良・奥山悠木・小川内良人・福田睦寿・佐藤美波・海原荘一・只熊典子・藤原康正 (2015) : 河道閉塞の内部構造により生じる水文・侵食特性の違いと対策上の留意点, 砂防学会誌, Vol. 68, No. 3, p. 21 - 30
- 里深好文・吉野弘佑・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森俊勇 (2007a) : 天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究, 水工学論文集, Vol. 51, p. 901 - 906
- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・水山高久 (2007b) : 天然ダムの決壊時のピーク流量推定に関する一考察, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 6, p. 55 - 59
- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・森俊勇・水山高久・高濱淳一郎 (2007c) : 高磯山天然ダム決壊時に発生した洪水の再現, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 6, p. 32 - 37
- 清水武志・内田太郎・山越隆雄・石塚忠範 (2012) : 天然ダムによる土石流想定範囲計算システム (QUAD-L) の開発と 2011 年台風 12 号災害による適用, 土木技術資料, Vol. 54, No. 10, p. 14 - 17
- 田畑茂清・井上公夫・早川智也・佐野史織 (2001) : 降雨により群発した天然ダムの形成と決壊に関する事例研究 ―十津川災害 (1889) と有田川災害 (1953)―, 砂防学会誌, Vol. 53, No. 6, p. 66 - 76
- 田畑茂清・水山高久・井上公夫 (2002) : 天然ダムと災害, 古今書院, pp. 205
- 高橋保・中川 一 (1993) : 天然ダムの越流決壊 によって形成される洪水 ・土石流のハイ ドログラフ, 水工学論文集, Vol. 37, p. 699 - 704
- 田村圭司・内田太郎・吉野弘祐 (2010) : 岩手宮城内陸地震で発生した天然ダムの越流侵食状況の数値シミュレーション, 土木技術資料, Vol. 52, No. 2, p. 6 - 9
- 内田太郎・松岡暁・松本直樹・松田如水・秋山浩一・田村圭司・一戸欣也 (2009) : 天然ダムの越流侵食の実態 : 宮城県三迫川沼倉裏沢地区の事例, 砂防学会誌, Vol. 62, No. 3, p. 23 - 29
- 内田太郎・山越隆雄・清水武志・吉野弘祐・木佐洋志・石塚忠範 (2011) : 河道閉塞 (天然ダム) 及び火山の噴火を原因とする土石流による被害範囲を速やかに推定する手法, 土木技術資料, Vol. 53, No. 7, p. 18 - 23
- 山越隆雄・石塚忠範・伊藤洋輔・大坂誠一・中込淳 (2013) : 2011 年台風 12 号による紀伊半島における天然ダム災害への投下型水位観測ブイの適用事例について, 砂防学会誌, Vol. 65, No. 5, p. 45 - 49
- 吉野弘祐・高濱淳一郎・水山高久・内田太郎・小川紀一郎 (2011) : 側岸崩落を考慮した天然ダム越流侵食過程における二次元シミュレーション, 砂防学会誌, Vol. 63, No. 6, p. 52 - 58
- 吉野弘祐・内田太郎・石塚忠範・水山高久 (2013) : 天然ダム越流侵食時に形成される水みちの発達過程に関する研究, 砂防学会誌, Vol. 66, No. 2, p. 3 - 9
- 吉野弘祐・内田太郎・田村圭司・小竹利明 (2010) : 天然ダム越流による侵食と土砂流出の実態 : レーザープロファイラを用いた解析, 砂防学会誌, Vol. 62, No. 5, p. 27 - 35

第2章 インドネシア・アンボン島天然ダム決壊洪水の実態と発生過程

2.1 概説

天然ダムの決壊による被害を回避、軽減していく上では、被害が想定される範囲をできるだけ正確に予測し、警戒避難を行うことが基本となる。実際の決壊事例について、越流侵食の実態に関わる詳細なデータを取得しておくことは、シミュレーションモデルの精度向上の点からも有用であり、また緊急時の対応を考える上でも貴重な知見となる。

天然ダムの決壊に伴う縦横断形状の変化は、洪水のピーク流量や総流出量に大きく関わると考えられる。近年の計測技術の進歩により、LiDARや衛星画像等を用いて、詳細な地形情報が得られるようになってきた。吉野ら（2010）は、2008年岩手・宮城内陸地震に伴い形成された天然ダムで、LiDARデータを用いて、決壊前後の地形形状の変化を把握するとともに、水路実験やシミュレーションを用いた既往研究との比較を行っている。報告では、越流侵食の過程で、天然ダム直下での土砂の堆積がないにも関わらず、侵食が停止し元河床まで達していないことを述べ、上流からの水の供給や堤体で生じたアーマリングとの関係を議論している。既往の研究では、侵食に伴いダム直下に土砂が堆積することにより、決壊後の縦断勾配が元河床よりも急になることが報告されている（図－2.1（a））。これに対して、図－2.1（b）に示されるように、吉野らの検討では、元河床の勾配とほぼ等しい結果が得られたことを述べている。吉野らが対象とした天然ダムは、ダム高が8～42mと比較的小規模なものであり、縦断形状が異なる結果となった理由としては、天然ダムの規模が影響している可能性も考えられる。天然ダム決壊に伴う地形形状の変化を、計測データにもとづき定量的に取り扱った事例は、同様に岩手・宮城内陸地震によるものを対象とした内田ら（2009）があるが、これを除くと他にはなく、天然ダムの規模との関係等については明らかではない。前述したように、このような地形変化に関わる知見は、決壊による被害予測をする上で重要であるが、詳細な情報が得られている事例は限られているのが現状である。



図－2.1 越流侵食前後の縦断形状の模式図（吉野ら，2010）

天然ダムの越流侵食に大きく関わるものとして、他にダム堤体の粒度組成があり、堤体の侵食速度や天然ダムの最終形状を支配する重要なパラメータの一つである。これに関連した研究としては、イタリア・アペニン山脈北部において、42の天然ダム堤体の粒径調査を行った Casagli et al. (2003) の報告がある。Casagli et al. は、粒度構成には顕著なふた山傾向 (bimodal) があるとし、さらに代表粒径の取り扱いがシミュレーションの結果に大きな影響を与えることを指摘した。他に、天然ダム堤体や決壊により流下した土砂の粒度分布を調査した例として、例えば、内田ら (2009), Kiyota et al. (2011), Kaji et al. (2014) が挙げられる。内田らは、岩手・宮城地震により形成された天然ダムについて、決壊に伴いダム堤体を構成する土砂の粗粒化が進んだことを報告しており、越流侵食により堤体表面のアーマリングが生じたことが考えられる。アーマリングの進行や天然ダム堤体の性状の違いが越流侵食に及ぼす影響は、これまでも議論されており、シミュレーションモデルに反映することが試みられている (Cencetti et al., 2005; Chang and Zhang, 2010)。しかしながら、これらの実態を詳細に把握した事例は少なく、前述した LiDAR 等による詳細な地形形状との関係を議論したものは、吉野ら (2010) を除くとほとんどない。堤体材料の物性は、天然ダム決壊時のピーク流量等に大きく関わる要因であるが、実際の事例からの情報は十分ではなく、今後とも知見の蓄積を進めていく必要がある。

天然ダムの越流侵食のモデル化やその検証は、これまで主に水路実験からの知見によってきた (例えば、Cao et al., 2011)。高橋・中川 (1993) は、水路実験における天然ダム堤体の侵食状況の観察より、縦断方向の侵食の進行に伴い、天端付近の水みち側岸の崩落が起こり始め、越流量の増大により、さらに水みちの拡幅が急速に進んでいくプロセスを述べている。また、小田ら (2007) は、縦侵食の急速な進行により河床が低下し、水みちの側岸が崩落する現象が観察されたことを報告している。吉野ら (2013) は、これらを踏まえ、崩落に伴う間欠的な水みちの拡幅が、洪水ピーク流量に及ぼす影響が大きいことに着目し、このような過程を斜面安定解析にもとづき定式化した。これを実際に越流決壊した事例に適用し、水みちの比高と側岸勾配の関係がよく説明できることを示している。これらの知見にもとづき、天然ダムの越流侵食モデルが開発されており (例えば、高橋・中川, 1993; 里深ら, 2007), 最近では、側岸の崩落を伴う水みちの侵食過程をモデルに組み込んだ計算も試みられている (吉野ら; 2011, 赤澤・里深; 2014)。

一方で、実験条件を、より実態を反映したものとする観点からの取り組みも行われている。小田ら (2006) は、ベントナイトを混合した材料を用いた水路実験を行い、土砂の粘着性等の物性の違いにより、越流量のピーク発生時間と最大流量に差が生じていることを報告している。また、最近では、堤体模型を実際に近いスケールで再現する取り組みも試みられている。原田ら (2015) は、現地で採取した川砂を用いて、小溪流に高さ 1.0~1.4m の天然ダムを築造し決壊させる実験を行い、ダムの規模により、ピーク流出量と流出ピークが発生するまでの時間に差があることを報告した。

しかしながら、実験においては、堤体材料の不均質性を反映することや、堤体模型の大きさには限界もあり、現象の再現性をどのように評価するかは課題である。実際の現象からの観察により知見を得られることが望まれるが、天然ダムは人家から離れた山間地で形

成されることが多く、しばしば夜間や形成直後に決壊していることから、進行中の現象に対して、映像等によるリアルタイムでの観測が行われた例はほとんど無い。桜井ら（2014）は、天然ダムの下流斜面上に建設された仮排水路の破壊経過について、CCTV 映像を用いた解析を行っているが、天端の全区間にわたって決壊したものではなく、堤体の一部で発生した現象を対象としたものである。天然ダムが決壊に至る頻度は、必ずしも高いとは言えず、さまざま条件において、対策工や危機管理の検討を進めていくためには、実験やシミュレーションによる検討が不可欠である。それらの信頼性を高める上からも、実スケールで越流決壊のプロセスを観察し、実験やモデルの再現性、妥当性を、実際の現象にもとづき比較検証することが必要とされている。

インドネシア・アンボン島の天然ダム災害に際しては、著者らは天然ダム決壊前後に数次にわたる現地踏査を実施したほか、観測データや対策に関する資料などの収集を幅広く行った。また、地上測量に加えて、衛星画像による数値地形地図（以下、衛星 DEM）の作成が行われるなど、地形情報についても詳細なものが得られている。さらに、決壊洪水発生時の模様を、インターバルカメラで撮影することに成功したほか、インドネシア公共事業省（以下、PU）や住民により撮影されたビデオカメラ映像等を入手することができた。これらの資料により、天然ダムの越流侵食の実態を詳細に把握できるほか、映像資料を用いて、越流決壊の発生過程を実スケールで議論することが可能である。

本章では、インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水について、その概要を述べるとともに、天然ダム決壊に伴う地形変化と越流侵食の実態を明らかにし、他の天然ダムとの比較を行う。さらに、入手した現地映像資料を用いて、越流決壊に関わる現象の判読を行い、それらが発生した時間的な関係などから、天然ダム決壊洪水の発生過程を考察する。

2.2 天然ダム決壊洪水の概要

2.2.1 天然ダムの概要

アンボン島は東経 130° 南緯 3° 付近にあり、インドネシアの首都ジャカルタから東北東約 2,500 km に位置する（図－2.2）。2012 年 7 月 13 日、マルク州の州都アンボン市から西北西約 25 km のワイエラ（Way Ela）川において、河口から約 3 km の右岸側の山体が大規模崩壊を起こし天然ダムを形成した（図－2.3）。衛星 DEM と地上測量成果により整理した天然ダム及び湛水池の諸元は、表－2.1 のとおりである。天然ダムは、高さ 137 m、湛水量約 2,500 万 m³ に及ぶ非常に大規模なものである。天然ダム周辺のオルソ写真を、図－2.4 に示す。天然ダム地点より下流の延長約 2km 区間は谷地形を呈しており、ワイエラ川の河口から約 1 km の区間は扇状地となっている。扇状地上には、人口約 5,200 人のネグリ・リマ（Negeri Lima）村がある。

インドネシアの地質図によると、アンボン島は主に花崗岩と第四紀火山岩類から成り、ワイエラ川流域は、火砕岩及び凝灰角礫岩から構成されている。崩壊は、幅 500m、深さ 100m、高低差 300m に及び、崩壊土量は 1,260 万 m³ と推定されている。崩壊発生の前日に近海で M5.6 の地震があったこと、島内の観測所において、直近 10 日間で 312mm の降雨が観測されていることが分かっており、崩壊発生には地震と降雨の両方の影響が考えられるが詳細は明らかではない。崩壊の原因としては、崩壊地の滑落崖には東西方向に複数の断層が確認され、深層まで風化が進んでいると推定されること、また滑落面には難透水層と考えられる凝灰岩が分布していることが報告されている（森田ら、2014）。



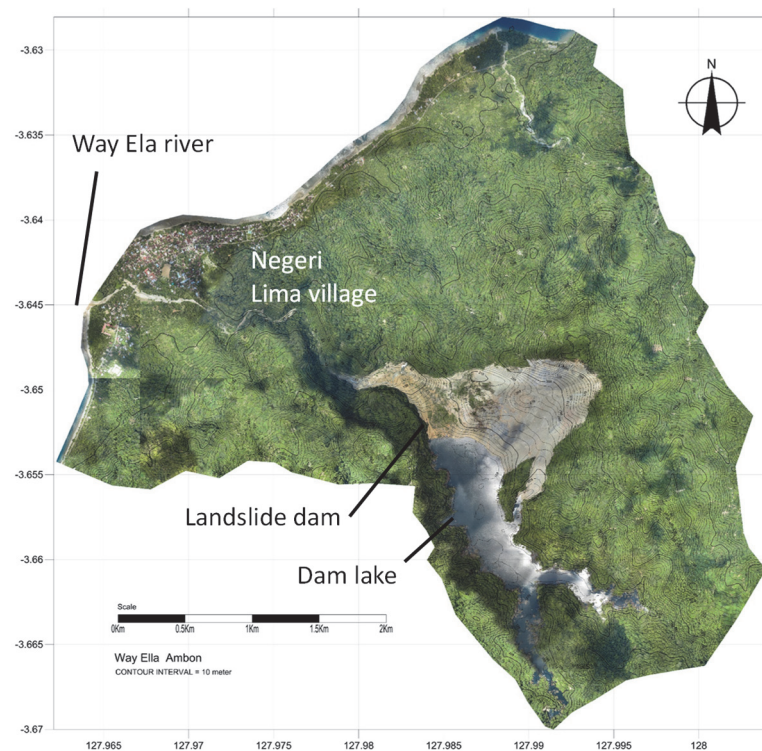
図－2.2 アンボン島位置図



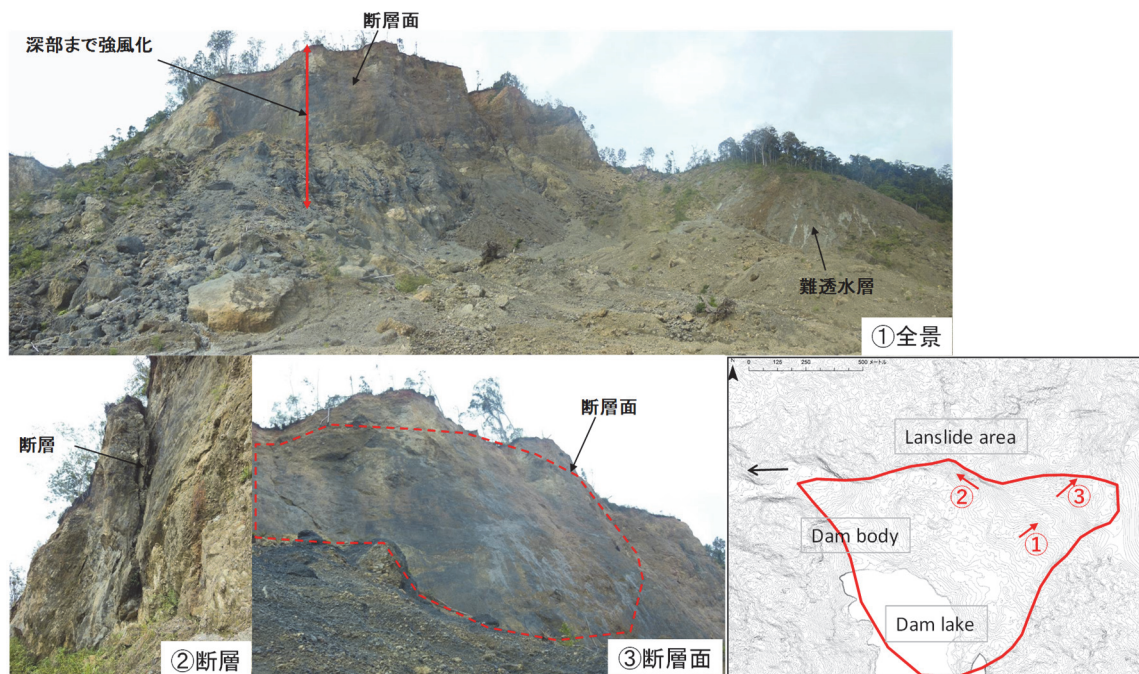
図－2.3 天然ダムの全景と湛水池

表－2.1 天然ダムの諸元

Landslide mass	Height		137 m
	Elevation of the crest		194.5 m
	Longitudinal length		1,660 m
	Width	Max.	320 m
		Min.	140 m
	Landslide mass volume		17,000,000 m ³
Dam lake	Longitudinal length		1,920 m
	Width	Max.	460 m
		Min.	40 m
	Depth		79.5 m
	Water volume		24,800,000 m ³
Watershed		13.43 km ²	



図－2.4 天然ダム周辺のオルソ写真

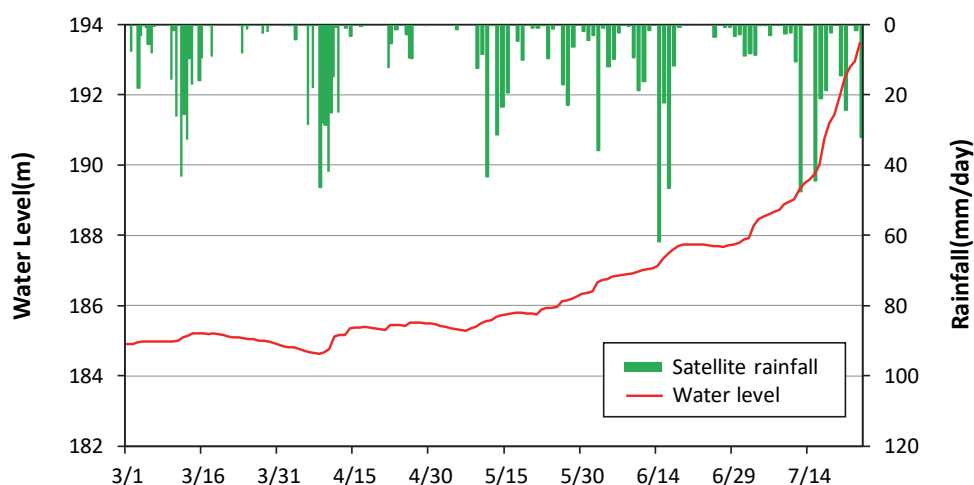


図－2.5 崩壊地源頭部の状況（森田ら，2014）

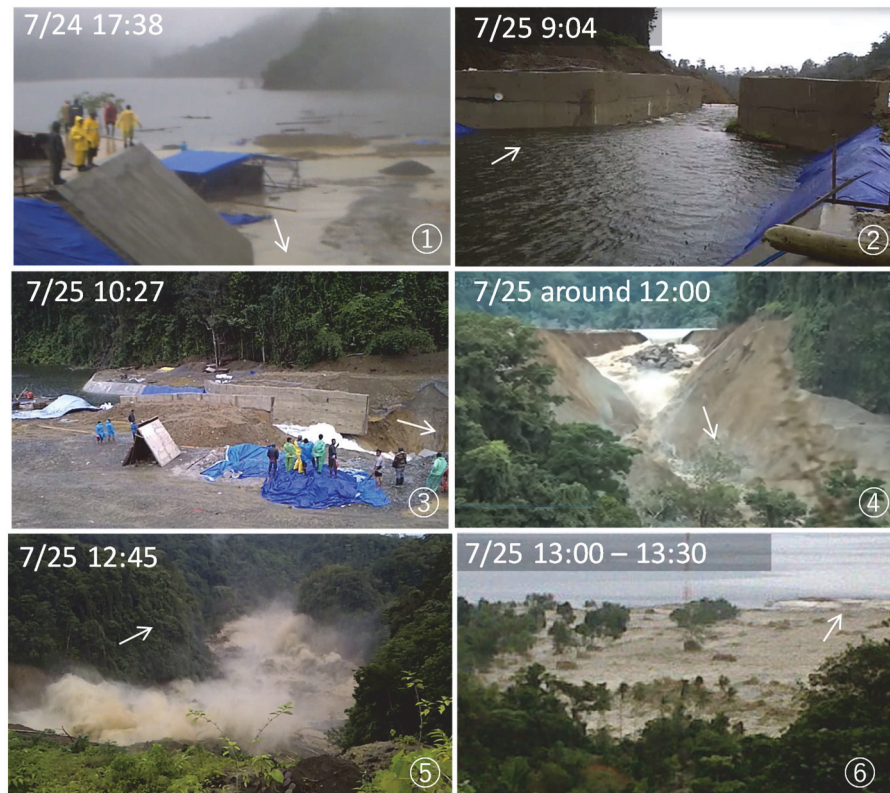
2.2.2 決壊洪水の経過

天然ダム形成直後から、インドネシア政府により、被害の回避、軽減に向けたさまざまな対策が行われている。ソフト対策としては、観測体制の整備や警戒避難基準の設定などのほか、住民への啓発活動や大規模な避難訓練をはじめとする警戒避難体制の整備が進められた。また、天然ダム上を安全に越流させるための排水路の建設が行われている。また、土研式投下型水位観測ブイを用いて、日本とインドネシアによる湛水位の共同観測が行われた（石塚ら，2015）。アンボン島の雨季は、5月から8月にかけてである。2013年の5月以降、天然ダムの水位は徐々に上昇を続けていたが、6月末から急速な上昇に転じ、同年の7月24日、建設途中であった天然ダム天端の排水路工敷高まで水位が到達した（図－2.6）。

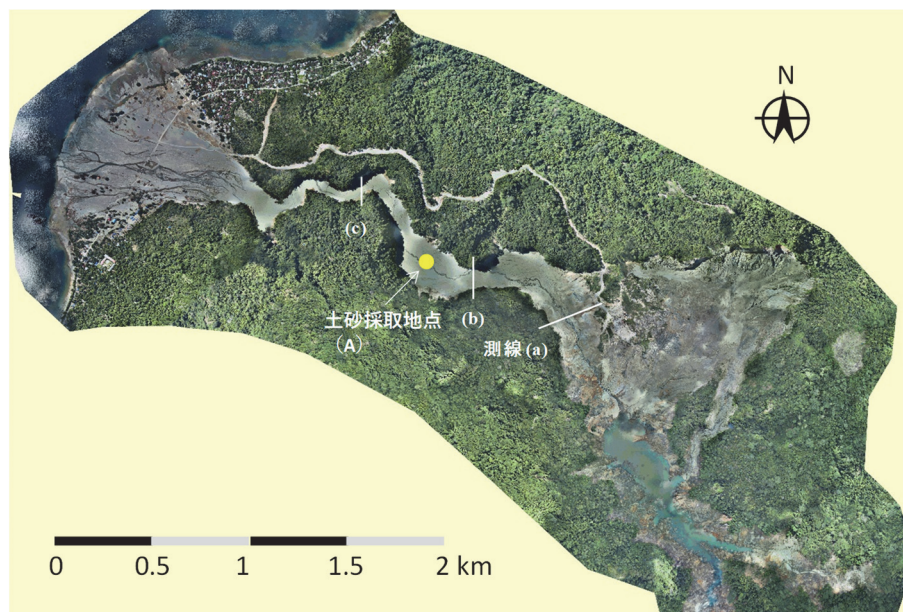
越流侵食に伴う天然ダム決壊の経過は、2.4節で詳述するが、概要は図－2.7に示すとおりである。決壊前日（7月24日）の夕刻に、湛水が満水位に達し①、翌日の7月25日早朝に、天端上に建設されていた排水路工を越流し始めたことが、インドネシア公共事業省職員により確認されている。その後、越流水により天然ダム堤体の下流の掘削水路が徐々に進行し、10時過ぎには、排水路工が脚部の侵食により倒壊し始めた②、③。倒壊した排水路は、コンクリートガレキとなって天端上に堆積している④。続いて、12時半過ぎに堤体の急速な侵食が始まり、大規模な決壊洪水が発生した⑤。下流のネグリ・リマ村における氾濫の様子は、⑥の写真のとおりである。決壊に伴うサージ状の洪水の流れは14時過ぎまで続き、その後15時過ぎに、洪水はほぼ収束した。天然ダム決壊洪水に伴う被害としては、7月26日付けのインドネシア国家防災庁の発表によると、人的被害として行方不明3人、負傷者3人で、5,233人が無事避難をした（その後、死者行方不明者は2人とされている）。また、470棟の家屋、3つの小学校のほか公共施設やモスクが流失するなど甚大な被害を被った。決壊後のオルソ写真を、図－2.8に示す。



図－2.6 湛水位の観測結果（2013.3～2013.7）



図－2.7 越流決壊の経過



図－2.8 天然ダム周辺のオルソ写真（決壊後）

2.2.3 天然ダム決壊に伴う氾濫堆積

決壊後の天然ダム形成地点上流の状況を、図－2.9 に示す。決壊に伴い、湛水面標高はおおよそ 65m 低下したと考えられる。天然ダムから下流河道にかけての、決壊後の写真は図－2.10、図－2.11 のとおりである（各測線の位置は、図－2.8 参照）。天然ダム天端付近の横断形状は、河床が大きく低下し、V 字に切り立った河谷状の地形を呈している（図－2.10）。左岸は、地山が露出し非常に急峻な斜面となっているが、右岸においても約 43° と急勾配であった。現地踏査時の計測によると、左右岸斜面上端の間の距離は約 250m で、河床からの高さは約 100m であった。図－2.11 は、決壊前後の河道内の変化を示しているが、河床の上昇が顕著であり、それに伴い川幅が大きく広がっている。現地踏査時の計測によれば、洪水痕跡は、決壊後の河床高からおおよそ 6～21m の範囲で分布していた（図－2.12）。図－2.13 に、氾濫堆積域の状況を示す。谷出口から海岸に至るまで、扇状地上を土砂が全面に堆積しており、氾濫面積はおおよそ 37 万 m^2 であった。残存している建物の壁面や立木に残された洪水痕跡の高さを現地で計測したところ、0.5～3.5m の範囲であった（図－2.14 ①～③）。谷出口から旧河道方向に、礫径 1m を超える巨石が堆積しており（図－2.14 ⑤）、粒径調査の試料採取地点とした C2 地点では、こぶし大以上の石が集中して堆積していた。扇状地の両端を除いて、建物、立木は、ほぼ全てが流失している（図－2.14 ⑦）。



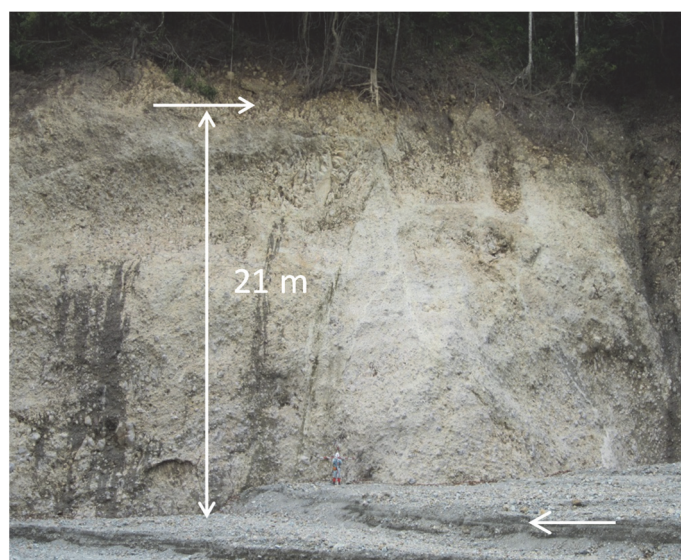
図－2.9 決壊後の湛水池の状況



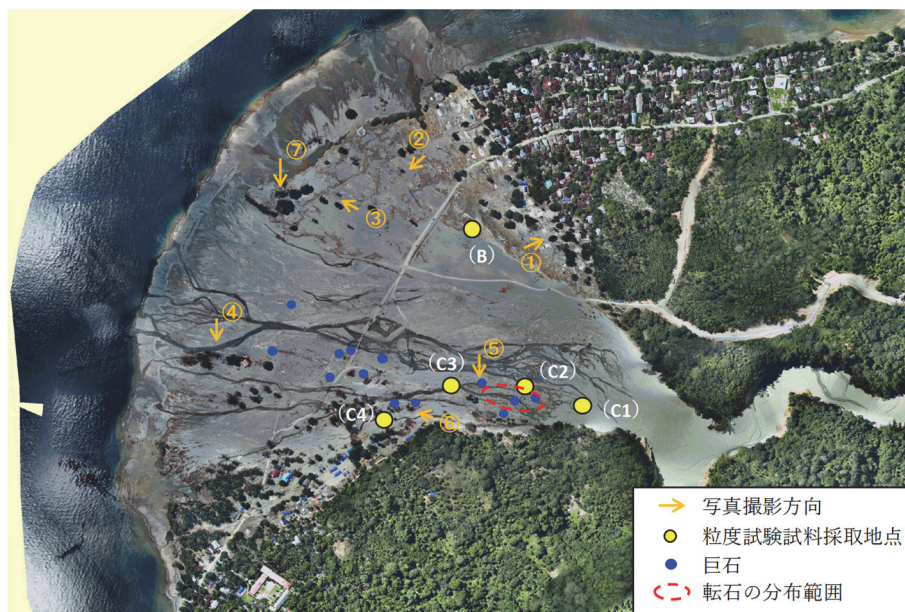
図－2.10 天然ダム堤体付近の決壊後の状況（測線 A）



図－2.11 決壊前後の河道内の状況



図－2.12 測線 C 右岸の洪水痕跡



図－2.13 氾濫堆積域の状況



図－2.14 氾濫堆積域の状況

2.3 天然ダムの越流侵食の実態

2.3.1 調査方法

地形形状の検討には、国土技術政策総合研究所により、光学衛星画像を用いて作成された数値標高モデル（衛星 DEM）を使用した。撮影時期及び衛星は、表－2.2 に示すとおりであり、被雲を避けて撮影された複数シーンを組み合わせて作成されている（江川ら，2014）。このデータと、5 万分の 1 地形図よりコンターを読み取って作成した天然ダム形成前の河床縦断を合わせて、天然ダム形成前と決壊前後の 3 時期の河床標高とその変動量、河床勾配を縦断図に取りまとめた。

現地調査は、決壊前後に数次にわたって実施しており、踏査による現地状況の把握に加えて、粒径調査のための試料サンプリング、堆積した巨礫の分布や洪水痕跡、地形形状の現地計測などを行っている。粒径調査は、決壊前については天然ダム堤体表面の 5 箇所とし、決壊後は現地踏査により縦断的、平面的な粒径分布を把握した上で、天然ダム下流の河道と氾濫堆積域の 6 箇所で、試料採取地点を設定し行った。試料採取地点は、河道内が図－2.8 の A 地点、氾濫堆積域が図－2.13 の B と C1～C4 地点である。河道内（A）と扇状地右岸（B）では、河床材料の分布に顕著な差異が認められなかったため、代表的な 1 箇所を調査地点とし、氾濫域左岸では、上流から下流に 4 箇所（C1～C4）を設定した。調査方法は、容積サンプリング法を基本とし、各地点で縦 50cm×横 50cm ×深さ 10cm の区画を設定した上で、試料を採取した。粒径 75mm 以上の礫は、短径、中径、長径、重量を計測し、粒径 75mm 未満のものはふるい分け試験を実施した。採取地点のうち、氾濫域左岸中流の上部に位置する C2 地点については、こぶし大以上の石が集中していたため、線格子法により調査を行った。格子サイズは 2m とし、縦 25 地点×横 4 地点の 100 地点に存在する石の長径、中径、短径を計測し、体積換算した値をもとに粒径加積曲線を作成した。

表－2.2 使用された衛星と撮影時期（江川ら，2014）

	衛星	撮影時期
決壊前	WorldView-1	2012年10月8日－2013年2月10日
	WorldView-2	
	QuickBird	
決壊後	WorldView-1	2013年9月7日－2013年10月7日
	WorldView-2	

2.3.2 調査結果と考察

(1) 天然ダム決壊に伴う地形変化

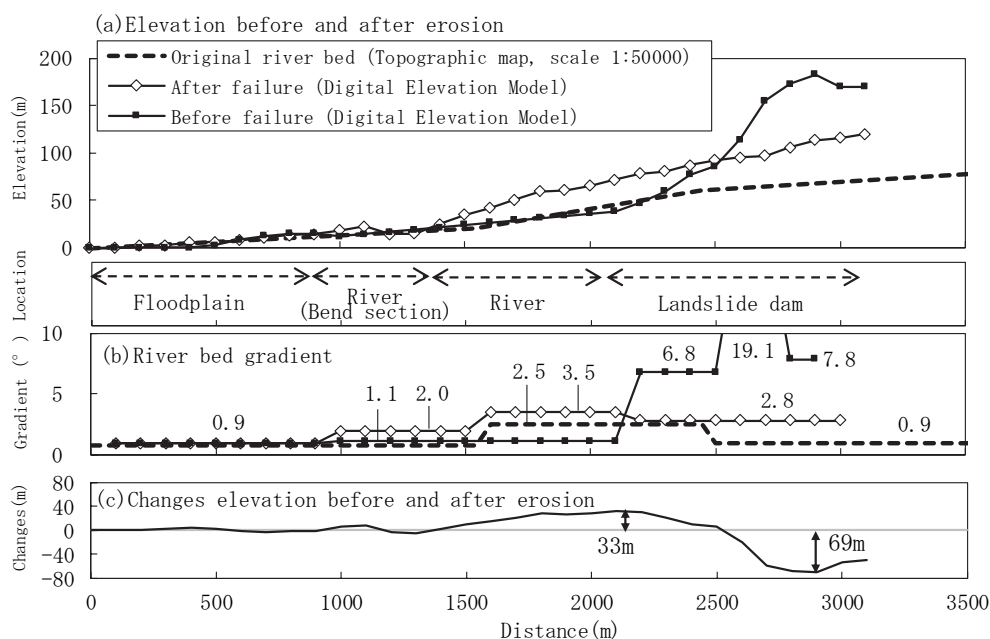
天然ダム形成前と決壊前後の3時期の河床標高とその変動量、河床勾配を、図-2.13に示す。各区間における地形変化の状況をまとめると、つぎのとおりである。

- a) 天然ダム区間では、侵食により河床が最大で約 69m と大きく低下しているものの、元河床までは侵食されていなかった。決壊前の勾配 $6.9^{\circ} \sim 19.1^{\circ}$ から、決壊により 2.8° となったが、天然ダム形成前の元河床の 0.9° より急であった。
- b) 天然ダム形成区間の下流では、堆積による河床の上昇が顕著であり、最大で約 33m 上昇していた。また、河床勾配は元河床が 2.5° 、決壊前が 1.1° 、決壊後が 3.5° であり、決壊後の勾配が最も急であった。
- c) 河道区間の河床勾配は、元河床が 0.9° 、決壊前が 1.1° 、決壊後 2.0° と、決壊によりやや急となっていた。
- d) 扇状地区間の河床勾配は、決壊前、決壊後、天然ダム形成前ともに 0.9° であり、変化は無かった。

縦断形状の変化の特徴的な点として、①天然ダムの堤体部分では元河床までは侵食が進んでいない一方で、②天然ダム直下では土砂が堆積し河床が大きく上昇していること、③その結果決壊後の河床勾配は天然ダム形成前の元河床の勾配より急となっていることの3点が挙げられる。決壊に伴う天然ダムの地形形状の変化については、岩手・宮城内陸地震による天然ダムを対象に、LP データを用いて詳細な解析を行った吉野ら（2010）のものがある。吉野らは、解析により得られた縦断形状の変化を、実験及びシミュレーションによる既往研究と比較しており、吉野らの結果を、上記の①から③の観点より改めて整理すると、表-2.3 のとおりとなる。□、△、○の各記号はそれぞれ実験的研究とシミュレーション、現地計測による研究を表し、白抜きのものが本研究と同様の結果が得られているものであり、黒塗りは本研究と異なるものである。実験的研究においては、①から③ともに、水山ら（1989）の実験では、本研究と異なる結果が得られているのに対して、高橋・匡（1988）、高橋・中川（1993）の実験では同様の結果となっている。シミュレーションによる研究においては、①から③のすべてで、いずれも本研究と同様の結果が報告されている（高橋・中川，1993；里深ら，2007）。現地計測データにもとづくものとしては、本研究と吉野ら（2010）の2例となるが、吉野らの事例では、天然ダム堤体部分の侵食が元河床まで至らず途中で停止している点は同様であるが、天然ダム直下での河床上昇は見られず、縦断勾配は元河床勾配とほぼ等しいとしている。以上をまとめると、既往の研究では、ほとんどの場合、本研究と同様に図-2.1（a）に示されるような縦断形状となる結果が示されており、吉野らの事例は図-2.1（b）のような形状となっている。

吉野らは、天然ダムの侵食が元河床まで至らず途中で停止した原因として、水量の不足と侵食可能な土砂の不足を挙げている。天然ダム堤体を侵食するのに十分な流量が上流から供給されなかったことと合わせ、河床のアーマリングにより侵食可能な土砂の減少等により、侵食が停止した可能性を指摘している。吉野らの例では、天然ダム直下での土砂の堆積は生じておらず、そのために縦断勾配が元河床と同様となったことが考えられる。一

方、本研究の事例では、後述するようにアーミングが吉野らと同様に生じていたが、天然ダム直下の土砂の堆積や湛水池の規模の点では大きく異なっていた。本研究の事例のような大規模な湛水池を伴うような天然ダムの場合にも、侵食が元河床まで至る前に途中で停止する結果が得られた。その要因としては、天然ダム下流の土砂の堆積や堤体のアーミングの進行による影響が考えられる。天然ダム決壊後の縦断形状は、天然ダムと湛水池の規模や堤体材料の物性、越流量の時間的変化、上流からの流入流量と言ったさまざまな要因に支配されて決まると考えられ、洪水のピーク流量や総流出量に大きく関わる。今後とも、詳細な現地計測データの取得を行うとともに、実験やシミュレーションによる検討と合わせて、さまざまな条件の天然ダムについて、比較検証を進めていくことが求められる。



図－2.15 天然ダム決壊前後の縦断形状の変化

表－2.3 縦断形状の変化に関する結果と既往研究の比較

得られた結果	既往研究
①天然ダムの堤体部分において、侵食は元河床まで進んでおらず、途中で停止している。	□高橋・匡（1988）、高橋・中川（1993）；天然ダムの一部が侵食。 ■水山ら（1989）；天然ダムのほぼすべてが流出。 △高橋ら（1993）、里深ら（2007）；天然ダムの一部が侵食。 ○吉野ら（2010）；侵食は途中で停止。
②天然ダム直下で土砂が堆積し、河床が上昇している。	□高橋・中川（1993）；天然ダム直下で河床が上昇している。 □小田ら（2007）；天然ダム下流に土砂が堆積する。 ■水山ら（1989）；侵食された土砂のほとんどが流出している。 △高橋ら（1993）、里深ら（2007）；天然ダム直下で河床が上昇している。 ●吉野ら（2010）；天然ダム直下での顕著な河床上昇は見られない。
③決壊後の河床勾配は、天然ダム形成前の元河床の勾配より急となっている。	□高橋・匡（1988）高橋・中川（1993）；元河床より急となっている。 ■水山ら（1989）；元河床の勾配とほぼ等しい。 △高橋ら（1993）、里深ら（2007）；元河床より急となっている。 ●吉野ら（2010）；元河床の勾配とほぼ等しい。
	□；実験的研究 △；シミュレーション ○；現地計測
	白抜き；本研究と同様の結果 黒塗り；本研究と異なる結果

(2) 天然ダム堤体と氾濫堆積域の粒度分布

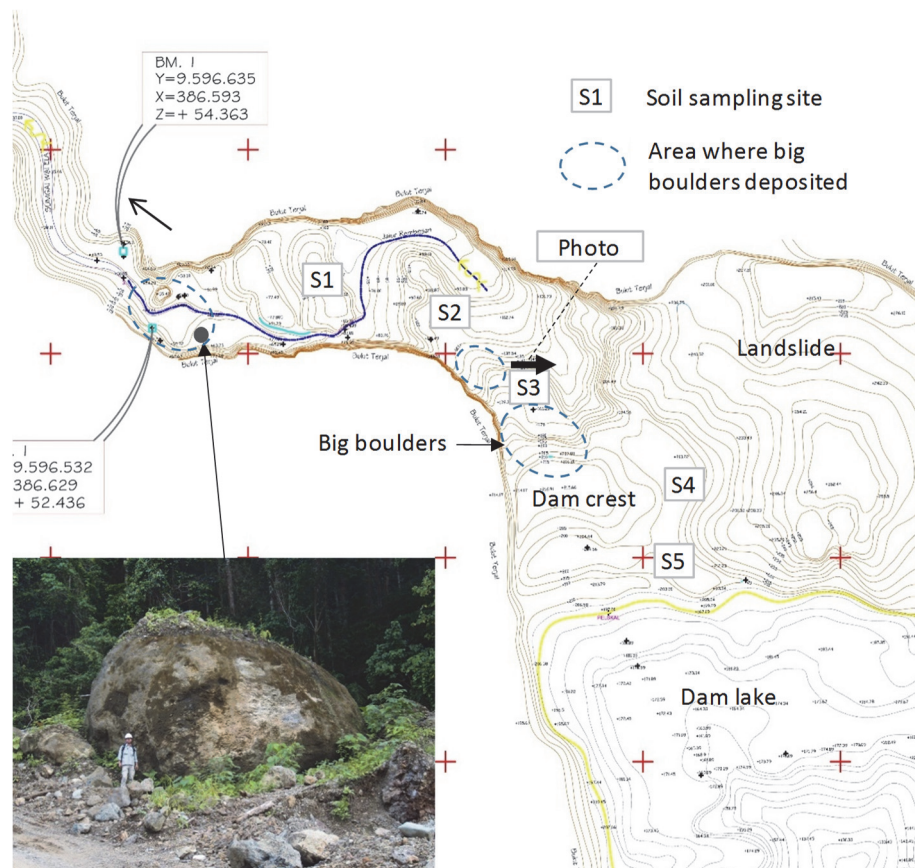
天然ダム形成後、堤体表面には全面にわたって倒木と大小の礫が散乱しており（図－2.16）、天端の直下からその下方にかけてと、天然ダム下流の末端部分には、巨礫が集中して堆積していた（図－2.17）。ダム末端部分に堆積する巨礫の平均直径は、5～12m 程度であった。また、天然ダム下流斜面の標高 80m 付近では、多数の漏水箇所が認められた。

天然ダム堤体における粒度試験の試料採取箇所（S1～S2）を図－2.17 に、試験結果を図－2.18 にそれぞれ示す。試料採取箇所は、ダム堤体の縦断形状の変化点などを考慮の上、設定した。試験結果によると、 D_{50} 粒径は 20mm～35mm の範囲にあり、天端下方の S3 地点の粒径がやや大きい傾向を示している。いずれの採取地点でも、砂分以下の粒径のものは 10%を下回っており、中礫～粗礫（径 4.75mm～75mm）が卓越している。S1, S3 地点は、巨礫が分布する場所の近傍であるが、崩土末端の S1 地点でやや粒径が小さい傾向であり、天端下方の S3 地点では、径 75mm 以上の粗石の占める割合が高い。図－2.19 は、S2 地点の地表面の状況である。粗石がいくつか見られ、中礫から粗礫分に相当する粒径のものがマトリクスとして大部分を占めている。

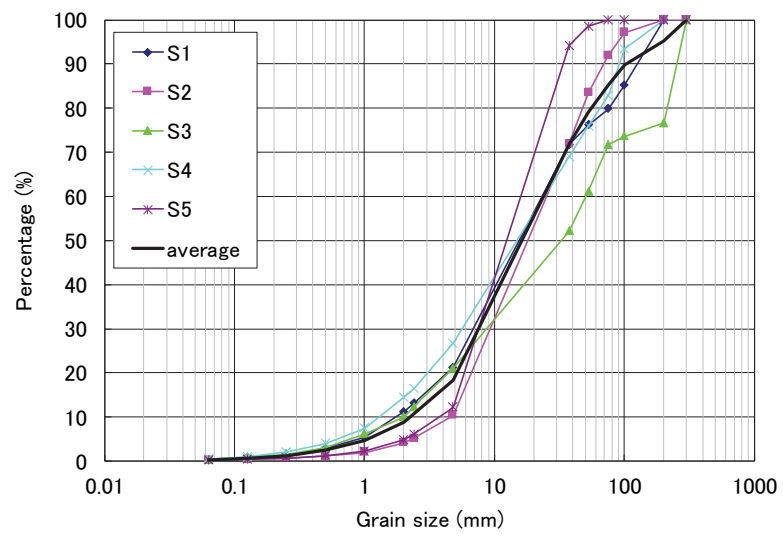
Kiyota et al. (2011) は、パキスタンの Hattian Bala 天然ダムにおいて、堤体の 8 箇所格子法による粒度分布調査を行っている。これによると、地点毎の D_{50} 粒径は 4.4～430mm と非常に幅広い値となっており、いずれの箇所においても特定の粒径が卓越する傾向は見られない。これに対して、本研究の事例では、 D_{50} 粒径は 20mm～35mm の狭い範囲にあり、粒度構成も中礫～粗礫に分類されるものが、約 5～9 割と卓越していた。箇所間のばらつきが少なく、比較的均一性の高い粒度構成を示していると言え、Kiyota et al.の結果とは異なっている。また、Casagli et al. (2003) は、イタリア・北部アペニン山脈における 42 の天然ダムの粒度分布を示した上で、いずれの天然ダムにおいても粒度構成に顕著なふた山傾向があることを指摘している。これについても、特定の範囲の粒径が卓越する本研究の事例とは異なっている。本事例の天然ダムが形成された流域は、火砕岩もしくは凝灰角礫岩が分布しているのに対して、比較した他の事例はそれぞれ、前者がスレーキングを起こしやすい砂岩もしくは泥岩、後者が砂質泥岩、石灰質泥岩もしくは泥質頁岩とされている。他の事例では、土砂採取地点が明示されていない点や、格子法により調査が行われているなどの違いはあるものの、これらを考慮しても、粒度構成には顕著な違いが認められ、天然ダムを構成する材料の母岩の性状の違いが影響している可能性が考えられる。ボーリング調査等による詳細な情報は得られていないが、堤体表面の粒度分布や転石の分布状況などから判断すると、本天然ダムの内部組成は、中礫～粗礫を基質として、巨石、転石から構成されていることが推定される。このことは、ダム堤体からの漏水が比較的多いことと調和的である。



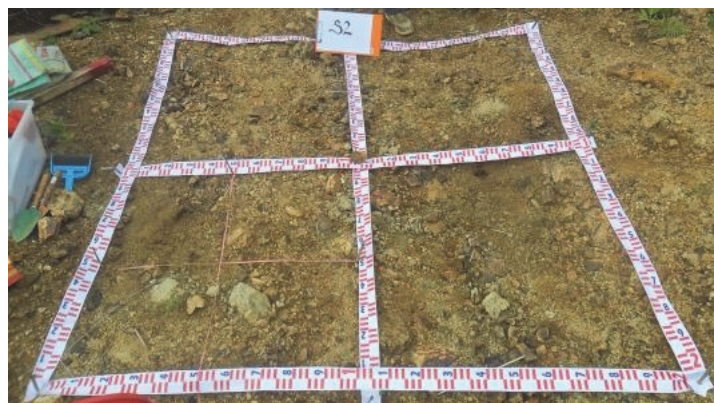
図－2.16 天然ダム下流斜面の状況



図－2.17 天然ダム堤体上の土砂採取地点と転石の分布



図－2.18 天然ダム堤体表面の粒度分布



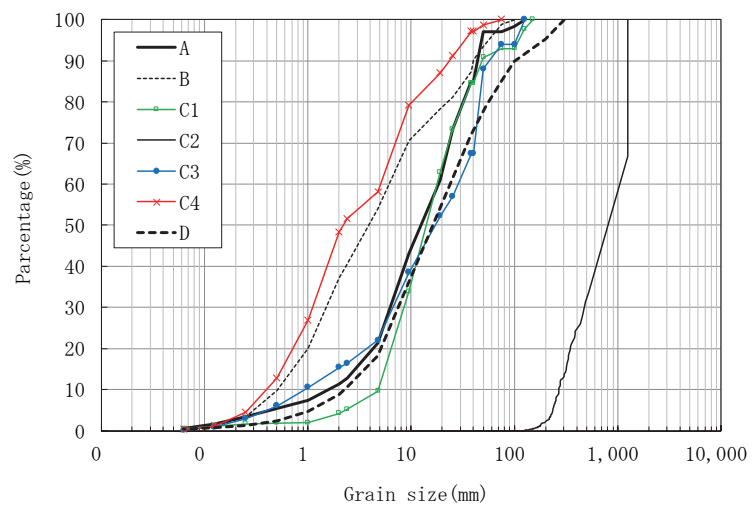
図－2.19 試料採取地点（S2）

決壊後の天然ダム堤体の粒度分布については、目視による観察を行っている。図－2.20 に示されるとおり、明からに粗粒化が生じている。内田ら（2009）、Kaji et al. (2012) は、岩手・宮城内陸地震に伴い形成された天然ダムにおいて、堤体の構成土砂と越流後の河床材料の粒度分布を調査しており、同様に粗粒化が生じていたことを報告している。本研究の事例と岩手・宮城内陸地震によるものでは、天然ダムそのものや決壊洪水の規模が大きく異なるが、越流に伴いダム堤体や河床を構成する土砂に粗粒化が生じると言う点については同様であった。

天然ダム決壊後に行った氾濫堆積土砂の粒径調査結果を、図－2.21 に示す。下流河道での試料採取地点（A）は図－2.8 に、氾濫堆積域の採取地点（右岸（B）、左岸（C1～C4））は図－2.13 にそれぞれ示されている。図－2.21 には、決壊前に天然ダム堤体から採取された 5 箇所（D）の平均も表示している。C2 は線格子法により調査した地点である。河道内（A）と左岸上流（C1）、左岸中流の下部地点（C3）では、決壊前の天然ダム堤体の粒径分布と比較的近い傾向を示している。それに対して、谷出口から比較的離れた位置にある右岸（B）と左岸下流（C4）では、砂やシルトなどが 4～5 割程度となっており細粒分が多くを占めている。左岸中流の上部地点（C2）では、ほぼ 10cm～50cm の石礫で占められていた。各調査地点の土砂の堆積状況は、図－2.22 に示されるとおりである。決壊前の天然ダム堤体は、中礫～粗礫に分類されるものが卓越しており、比較的均一性の高い粒度構成となっていた。河道内と氾濫堆積域の土砂の粒度分布は、天然ダム堤体の粒度構成をほぼ反映したものとなっている。氾濫堆積域では、流れの方向が旧河道沿いのやや南よりであったと考えられ、巨石の多くもこの方向に堆積していた。谷出口から離れるにしたがって水深が低下し、それとともに掃流力が低下することで、C2 地点付近に大量の石礫を堆積させたと考えられる。また、繰り返される段波状の流れにより、巨石が下流へ押し流されたことが推察される。



図－2.20 天然ダム形成区間の河床の状況



図－2.21 粒径調査結果



図－2.22 粒径調査実施箇所の状況

2.4 現地映像資料にもとづく決壊洪水の発生過程

2.4.1 使用した映像資料と研究方法

天然ダム形成後の 2013 年 2 月、現地踏査を実施した際に、天然ダム周辺の 4 箇所にインターバルカメラ (Climatec Inc. 社製, CBR-GWC) を設置した (図-2.23)。カメラは、1 分間隔で静止画を撮影し、メモリーカードに記録する機能を有している。設置箇所は、(1) 左岸斜面上部から天然ダム天端方向、(2) 右岸側方から天然ダム下流斜面方向、(3) 下流河道沿いから上流方向、(4) 崩壊斜面下部から斜面方向の計 4 箇所である。しかしながら、決壊時に流失するなどしたため、データの回収ができたのは、(3) の天然ダム右岸側方からダム下流斜面方向を撮影したもののみであった。カメラの設置位置は、図-2.24 の D 地点である。越流決壊が進行途中の 7 月 25 日 12 時 37 分に、PU 職員によりカメラの向きが下流河道方向に変更されたため、12 時 36 分までが天然ダム堤体の側方からの映像 (画角 1) で、12 時 37 分以降が下流河道方向の映像 (画角 2) となっている。図-2.25 は、インターバルカメラ設置地点から見た決壊前の下流斜面の全景である。

天然ダム決壊後の 2013 年 8 月と 9 月に現地踏査を行い、建設中であった排水路の設計図書などの資料とともに、決壊時に PU や地元住民などにより撮影されたビデオカメラ映像等を入手した。入手できた映像の概要を表-2.3 に示す。ビデオカメラ (A), (B), (C) については、下流の村周辺での洪水氾濫や住民の避難状況などを含む編集映像である。天然ダム近傍で撮影され、後述する方法で撮影時刻が特定できた時間帯の映像を使用した。撮影位置は図-2.24 のとおりであるが、ビデオカメラ (A) と (C) は、複数の場所でのシーンを含むため、およその位置を示した。また、ビデオカメラ (B), (C) と (D) は時刻情報が記録されていなかったため、1 分間隔の時刻記録を有するインターバルカメラの映像と照合することにより、撮影時刻を同定した。インターバルカメラと同方向を撮影している映像より、たとえば、天然ダム下流を流下する洪水の流水表面や水煙の形状の変化を追跡し複数で一致した場合に、同時刻に撮影していると判断した。ビデオカメラ (B) については、越流により侵食を受けた左岸側斜面の表面形状を比較したが、インターバルカメラの映像で、同じ形状の状態が 11 時 52 分から 12 時 14 分までの間保たれていたため、この間のいずれかの時刻に撮影されたと判断した。

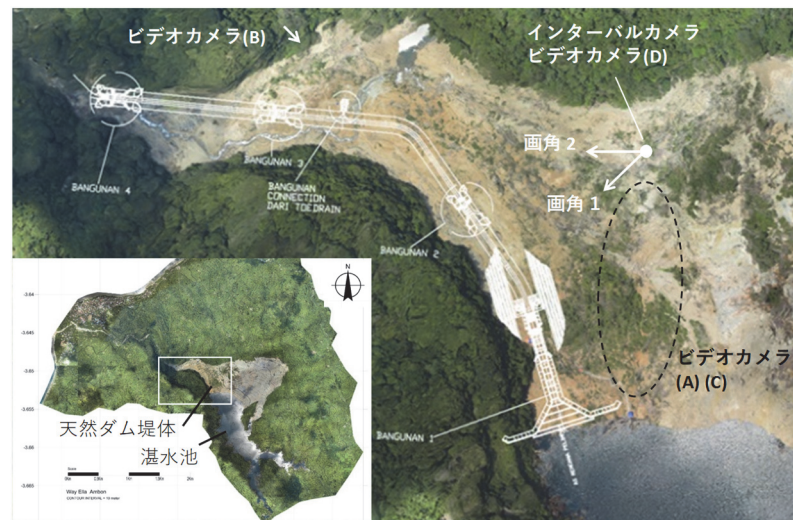
このような方法で、複数の映像を時刻同期させたことにより、天然ダム堤体周辺の異なる場所で起きている現象の発生時刻を特定し、それらの時間的關係を明らかにすることが可能となった。映像から、排水路の倒壊経過、天然ダム天端での越流や下流斜面における水みちの拡幅、決壊により発生した洪水の流れの状況などを読み取って、観察された現象の時間的關係から決壊洪水の発生過程を考察した。

なお、前述したように、天然ダム上には排水路が建設中であり、決壊前日の 7 月 24 日の時点で、天端排水路の上流側 190m の区間と 3 基の減勢工の設置が完了していた。それ以外の区間は掘削のみが終了し、素堀りの状態でブルーシートが敷設されていた (図-2.26)。

これ以降、時刻のみの記述は、すべて決壊当日の 2013 年 7 月 25 日のものであり、また、天然ダム周辺の場所の呼称は、図-2.26 に示すものを用いる。



図－2.23 インターバルカメラ



図－2.24 ビデオカメラ等位置図



図－2.25 決壊前の下流斜面の状況（インターバルカメラ設置地点より）

表-2.4 使用した映像資料の概要

	撮影者	撮影時間（2013.7.25）	適用
インターバルカメラ	土木研究所	(1) * -12:36（画角1） (2) 12:37-15:10（画角2）	撮影間隔1分 * 2013.3.1観測開始
ビデオカメラ（A）	PU	6:46-12:30	12分30秒の編集映像
ビデオカメラ（B）	地元テレビ局	11:41-12:14	18分11秒の編集映像
ビデオカメラ（C）	住民	11:55-12:49	31分の映像
ビデオカメラ（D）	住民	(1) 12:38-12:42 (2) 12:44-12:45	

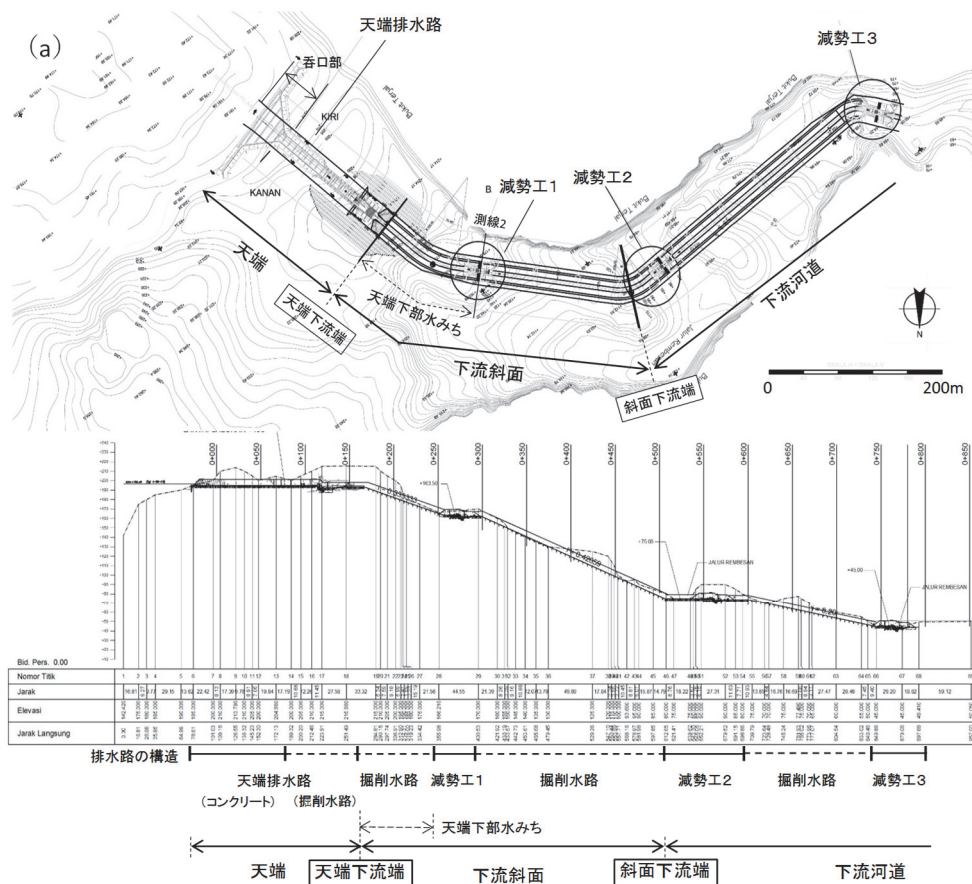


図-2.26 天然ダム上に建設された構造物と天然ダム周辺の場所の呼称

2.4.2 映像資料の判読結果

図－2.27 に、映像の一部と観察された現象を時系列で示す。なお，[] 内は，前後の時間帯の映像からの観察等により得られた現象を記述している。

(Ⅰ) 9:03 (下流斜面)

天然ダム下流斜面の素堀りの水路上を，越流水が流下している。[湛水が満水位に達したのは前日 7 月 24 日 18:00 頃で，翌早朝 3:30 頃，PU 職員により，天端上を越流し始めていることが確認されている。]

(Ⅱ) 10:16 (天端)

掘削水路の侵食が進行し，天端排水路底版の脚部が洗堀されたことにより，排水路の側壁の倒壊が右岸側から始まった。[側壁の倒壊は，徐々に上流へと進行した。]

(Ⅲ) 11:52 から 12:14 の間の何れかの時点 (天端)

天端排水路の側壁と底版は全て倒壊し，コンクリートガレキとなって天端上に堆積している。排水路呑み口部左右岸の側壁が残存しているほか，越流水の表面形状を見ると底版部についても残存していると判断される (12:16 の映像も同様)。

(Ⅳ) 12:15 ～ 12:30 (下流斜面)

天端下流端の下方の水みちが，急激に拡幅した。水みち法肩越しには，流水表面の乱れによると考えられ水煙が見える。[12:30 以降，水煙は急速に増し，左岸側斜面では断続的に岩盤の肌落ち，小崩落が発生していた。]

(Ⅴ) 12:28 ～ 12:35 ～ 12:42 (天端)

天端排水路呑み口部の側壁と底版が，右岸側から徐々に損壊し流失している。さらに，12:42 の時点では全て洗い流され，流水は天端全幅にわたって流下している。この時点で，湛水は満水位を維持している。

(Ⅵ) 12:38 ～ 12:44 (下流河道)

天然ダム下流端から下流河道にかけて，流水の幅が急激に拡大した。

(Ⅶ) 12:40 (下流斜面)

減勢工 1 と斜面下流端の間で，大きな水柱の発生が観察された。[大きな水柱は，12:39 から 12:42 頃にかけて複数回にわたり発生している。]

(Ⅷ) 12:44 ～ 12:50 (下流河道)

12:44 の映像では，洪水表面は水煙を伴い激しく乱れているのに対して，12:50 では流れはまだ激しいものの，流水表面の乱れと水煙は大きく減少している。

(Ⅸ) 12:46 ～ 12:49 (天端)

天端下流端付近の流水表面は，決壊前の天端標高とほぼ同じ高さ (標高 195m) のところに確認できる。

(Ⅹ) 14:00 (下流河道)

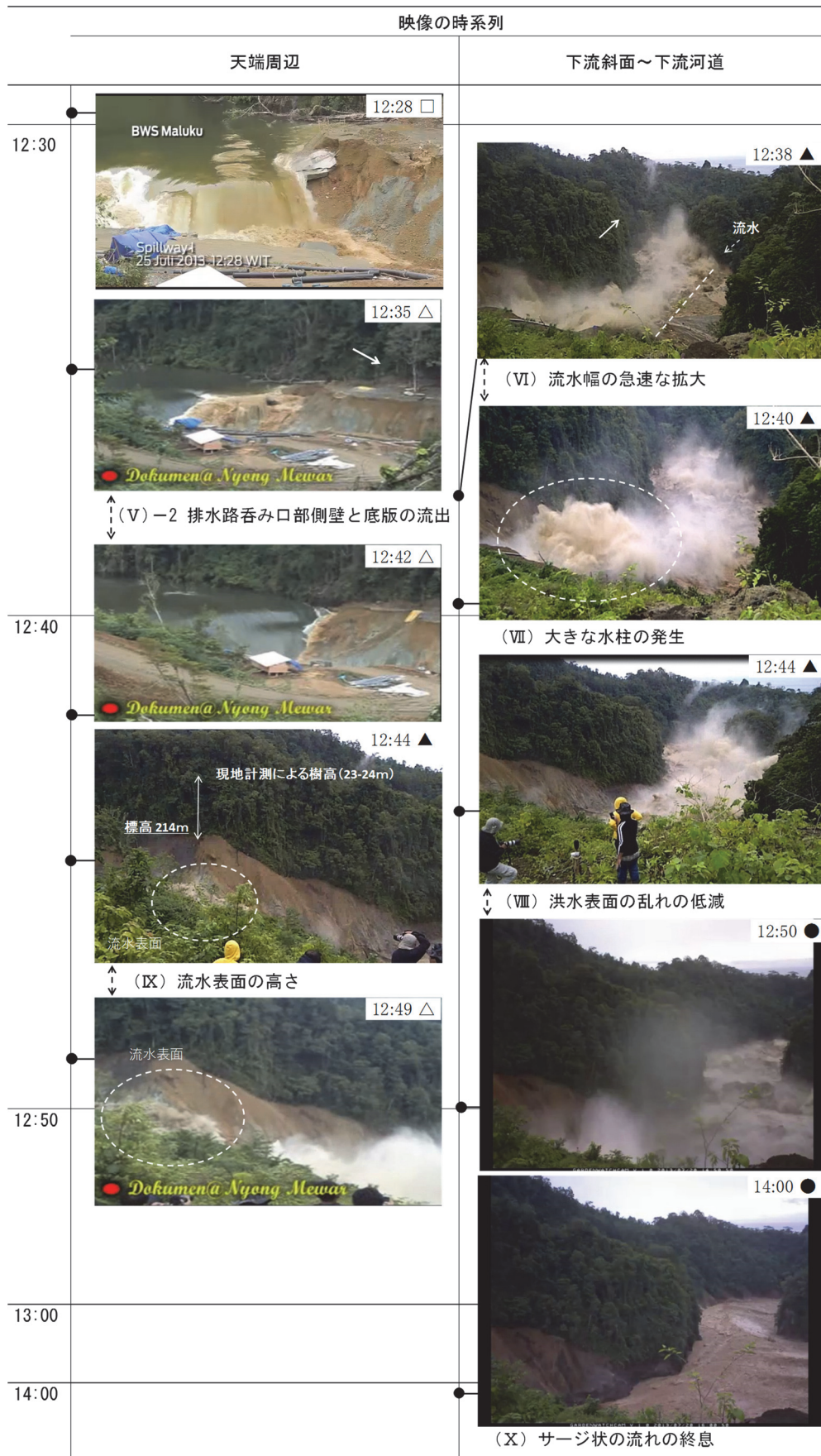
決壊に伴うサージ状の流れは，ほぼ終息した。[15:00 過ぎには，網状の流れとなり，洪水はほぼ終了した。]

映像の時系列		
	天端周辺	下流斜面～下流河道
7/24	 天端排水路	 施工中の排水路
7/25	 BWS Maluku Spillway I 25 Jul 2013 10:16 WJT (II) 天端排水路側壁の倒壊	 9:03 □ (I) 掘削水路上の流水の流下と侵食
10:00		
11:00	 BWS Maluku Spillway I 25 Jul 2013 11:14 WJT	
11:52 - 12:14	 11:52 - 12:14 ■ (III) コンクリートガレキの堆積	 12:15 ○
12:00		
12:10		
12:16	 BWS Maluku Spillway I 25 Jul 2013 12:16 WJT (V) -1 排水路呑み口部側壁と底版の流出	 12:30 ○ (IV) 天端下部水みちの急激な拡幅 流水水面の乱れの増加
12:20		
12:30		

図-2.27 映像より観察された現象の時系列 (1)

○インターバルカメラ (画角 1), ●同 (画角 2)

□ビデオカメラ (A), ■ビデオカメラ (B), △ビデオカメラ (C), ▲ビデオカメラ (D)



図－2.27 映像より観察された現象の時系列 (2)

2.4.3 考察

(1) 天然ダム上に建設された構造物の流出過程

天然ダム下流斜面上の掘削水路が、侵食により拡幅していく経過を、インターバルカメラの映像から読み取った（図－2.28）。なお、これ以降、掘削水路は越流により自然に形成される水みちと同様なものとして取り扱い、名称は「水みち」を用いる。図中の黄色線（左岸）と水色線（右岸）は、水みちの中心線（黒線）と法肩（右岸；赤色点線，左岸；白色点線）の間を結んだ線である。画像上で計測した水みち中心線と左右岸法肩との間の長さを，平面上の長さに変換したものを図－2.29 に示す。斜め方向から撮影した画像からの読み取り値を変換したものであり，ある程度の誤差が含まれるものの，水みち幅の相対的な時間変化を表していると考ええる。

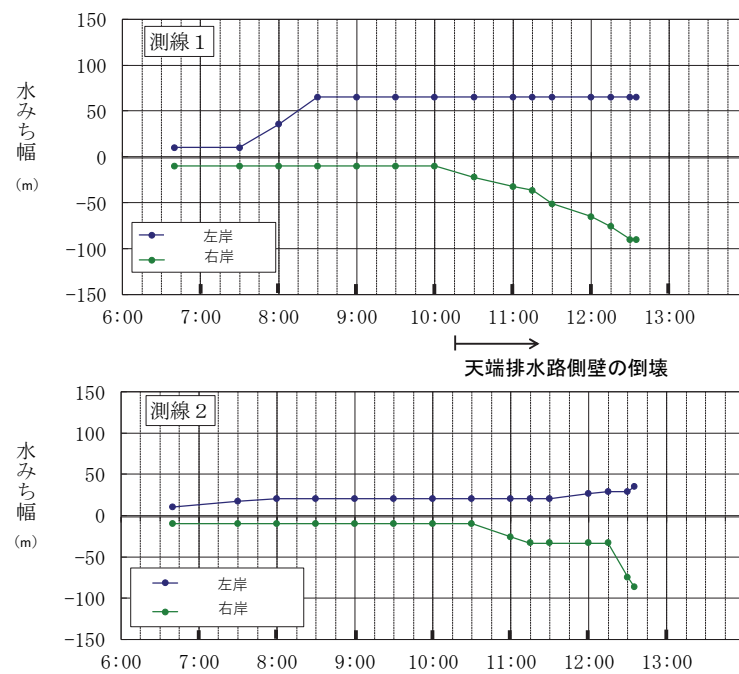
水みちの拡幅は，測線 1（天端下流端付近）左岸側で，7 時 30 分頃より始まっており，越流に伴い，天端排水路脚部の侵食が進行したことによると考えられる。その後，8 時 30 分頃には，侵食は地山まで達したと考えられ，拡幅の進行が止まっている。天端排水路の右岸側壁の倒壊は，下流端から 10 時 16 分頃より始まっているが（2.4.2（Ⅱ），以下（ ）書きローマ数字は 2.4.2 小節で観察された現象を示す），それと前後して，測線 1 で水みち右岸側の拡幅が始まった。水みち幅の拡大は概ね連続的なものであり，排水路側壁の倒壊が上流側へと進行していくのに伴って，徐々に進行したと考えられる。また，測線 2（減勢工 1 設置地点付近）では，やはり 10 時前後より水みちの拡幅が見られるが，拡大幅は比較的小さく，一時的なものであったようである。

これらに対して，測線 2 において 12 時 15 分から 12 時 30 分の 15 分の間に，水みち右岸側が急激に拡幅した（Ⅳ）。それまでの水みちの拡幅が，天端排水路側壁の倒壊等と連動した連続的なものであったことを考えると，非常に急激な現象と言え，侵食を加速させるような何らかの要因を考えなければ説明が困難である。この事象が発生した前後の時間帯の天端付近の様子は，（Ⅲ）と（Ⅴ）に示されるとおりであり，天端上には，コンクリートガレキが堆積し，天端排水路呑み口の側壁と底版の一部が残存している状態である。12 時 16 分時点の映像（図－2.27）からも，下流での水みちの侵食形態を急変させるほどの変化は，天端付近ではまだ生じていないと判断される。したがって，水みちの急激な拡幅が生じた原因としては，その近傍で，突発的な事象が発生したと考えるのが合理的である。測線 2 は，減勢工 1 設置地点の近傍にあり，減勢工は，11 時 42 分の時点までは床版が残存していることが確認できる（図－2.30）。これらを考えると，減勢工 1 の倒壊が，水みちの急激な拡幅に関わる一つの要因として挙げられる。これまでの実験等から明らかになっている水みちの侵食形態においては，2.1 節で述べたとおり，縦断方向の侵食とともに，横方向の侵食が進み，次第に水みちが拡大するとされている（たとえば，高橋・中川，1993；小田ら，2006）。さらに，吉野ら（2013）は，縦断侵食に伴う河床低下により，水みち斜面が崩落し横方向の侵食が急速に進んでいくプロセスを指摘している。減勢工 1 は，縦断的にも，天然ダム下流斜面における侵食の進行を大きく左右する位置に設置されており（図－2.26），減勢工 1 の倒壊が河床の急速な低下をもたらし，水みちの急激な拡幅につながったと考えることが，最も合理性が高いと判断する。

その後、天端排水路の呑み口は、12 時 42 分にかけて徐々に流失していった（V）。この間の排水路呑口部の変化を、図-2.31 に示す。12 時 28 分の時点では、呑み口部底版の脚部に水面が確認できるのに対して、12 時 30 分の写真では左岸斜面の水ぎわを除いて確認ができない。一方、12 時 30 分から 36 分にかけてのインターバルカメラの映像によると、水みち側岸の法肩越しに見える水煙が増加し、流れの激しさが加速していることが確認できた。さらに、左岸側斜面では断続的に岩盤の肌落ち、小崩落が発生していた。天端の下流斜面において水みち幅が急激に拡大したことに続いて、天端付近の流れの状態が急変したことを表していると考えられる。排水路呑み口部底版の脚部で、水面が見えなくなったことと合わせて考えると、天端上に堆積していたコンクリートガレキが流出し、縦断方向の侵食がさらに加速したことが示唆される。減勢工 1 の倒壊、流出を契機として、天端から下流斜面にかけて縦断侵食が急速に進み、水みちが急激に拡幅するとともに、排水路呑み口の損壊、流出へと現象が加速していったことが考えられる。以上の経過を整理すると図-2.32 のとおりであり、決壊洪水発生のトリガーとして、減勢工 1 の倒壊が重要な役割を果たしていたと考える。



図－2.28 天端下部における水みち拡幅の状況



図－2.29 天端下部における水みち上幅の時間変化



図-2.30 減勢工 1 の状況 (ビデオカメラ A (a), ビデオカメラ B (b))



図-2.31 排水路呑み口の状況（ビデオカメラA）

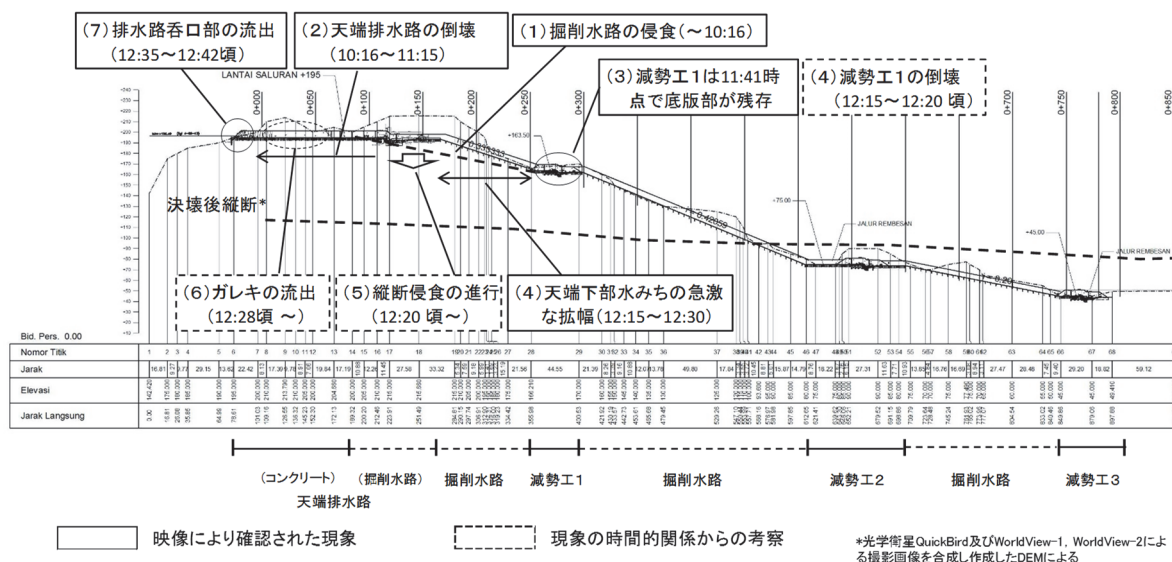
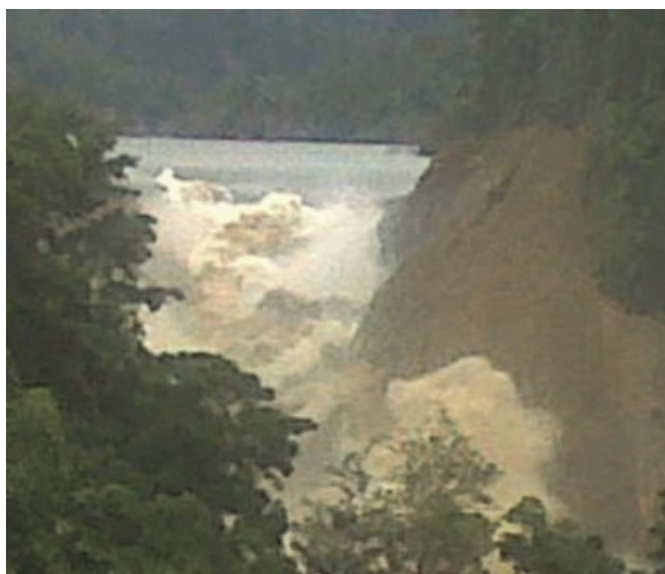


図-2.32 構造物流出の経過

(2) 天然ダム水みちの発達過程

天端排水路の呑み口は、12 時 42 分には全てが流失し、越流は天端全幅に広がった (V)。図-2.33 は撮影者、撮影時刻ともに詳細は不明であるが、インドネシア国家防災庁関係者により、一時的にインターネット上に掲載されていたものである (pic.twitter.com/XNvd9FJknA, 現在は閲覧できない)。湛水位と水面形状、手前側には後述する水柱が映っていることなどを考慮すると、12 時 40 分前後からそれ以降に撮影された可能性が高い。一方、これと前後して、天然ダムの下流端付近では 12 時 38 分から 12 時 44 分にかけて、流水の幅が急速に拡大している (VI)。水みち幅が拡大するとともに、洪水流量が増大していることを表していると考えられる。また、流水幅が拡大する過程で、減勢工 1 があった地点と天然ダム下流端の間では、大きな水柱が連続的に発生していた (VII)。そのうち、主なものの映像を、図-2.34 に示す。水柱が発生する様子を映像から詳細に観察すると、水柱は茶色の色合いのもので土砂を含んでおり、四方に広がりを持って発生している。したがって、水面の乱れや跳水と言うよりは、土塊の崩落により発生したものと考えられる。吉野ら (2013) が指摘した水みち斜面の崩落により、横方向の侵食が急速に進んでいくとする水みち拡幅のプロセスを反映したものと考えられ、映像により実際の現象を観察することができたと言える。

天然ダムの各部位で発生した縦横断方向の侵食の経過を、改めて整理すると、表-2.4 のとおりとなる。まず、下流斜面上での減勢工 1 の倒壊により (①)、水みちが急激に拡幅した (②)。続いて、コンクリートガレキの流出により (③)、排水路呑み口部が流出し、越流は天端全幅へと拡大した (④)。天端での越流量が増大したことに伴って、水みち側岸の崩落が連続して発生するとともに (⑤)、ダム下流端では水みち幅と洪水流量が急激に増大した (⑥)。⑤と⑥の時間的關係は不明瞭であるが、それぞれの部位において、縦断方向の侵食に伴って、横方向の侵食が進んだことを表しており、既往の水路実験等による観察を裏づける結果が得られた。実験では、天端上の越流開始点で始まった侵食が、次第に下流方向に進行していく状況が示されている (高橋・匡, 1988; 高橋・中川, 1992)。これに対し、本研究の事例では、斜面上に存在した構造物の影響により、下流斜面での侵食の影響が天端に及び、さらに天端からダム下流端へと現象が進行する経過をたどっている。



図－2.33 天端から下流斜面にかけての越流の状況



図－2.34 越流侵食に伴う水柱の発生（ビデオカメラD）

表－2.5 縦横断方向の侵食の経過

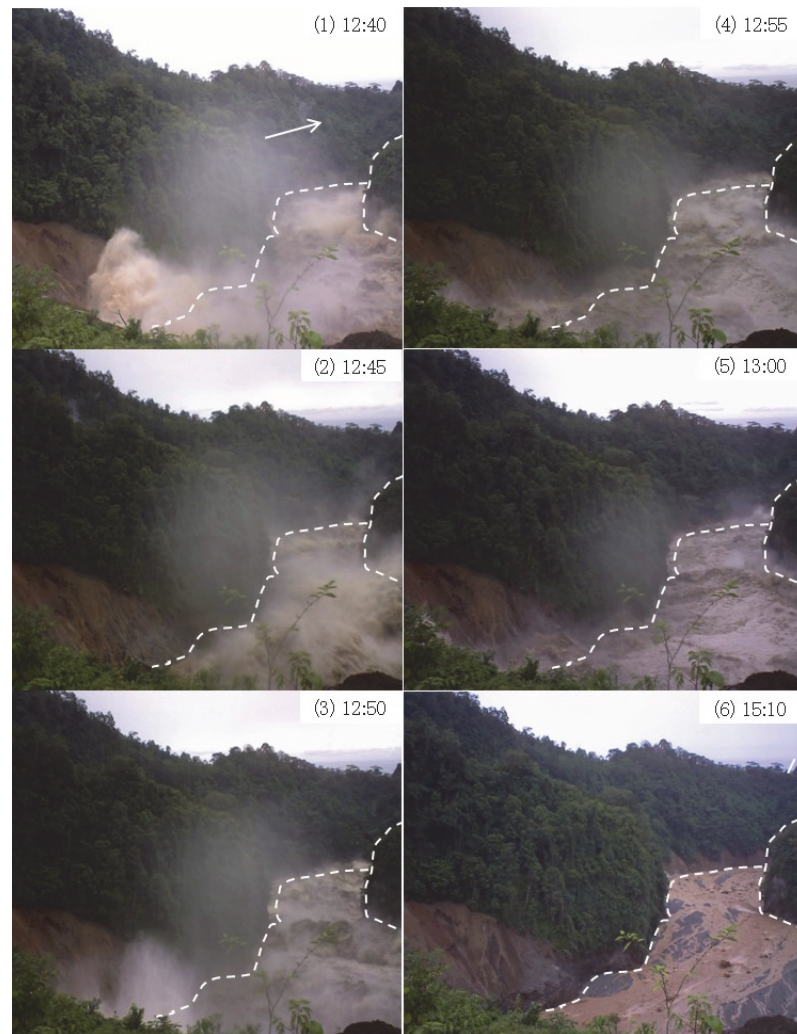
天然ダムの部位	縦断方向	横断方向	発生時刻
天端	③コンクリートガレキの流出	④天端排水路呑み口部の流出と越流の天端全幅への拡大（Ⅴ）	12:28～12:42頃
下流斜面	①減勢工1の倒壊	②水みち幅の急激な拡大（Ⅳ）	12:15～12:30頃
ダム下流端付近	⑤水みち側岸の崩落に伴う水柱の発生（Ⅶ）	⑥水みち幅の拡大と洪水流量の急増〔流水幅の急激な拡大（Ⅵ）〕	12:38～12:44頃

①～⑥は発生順を表す

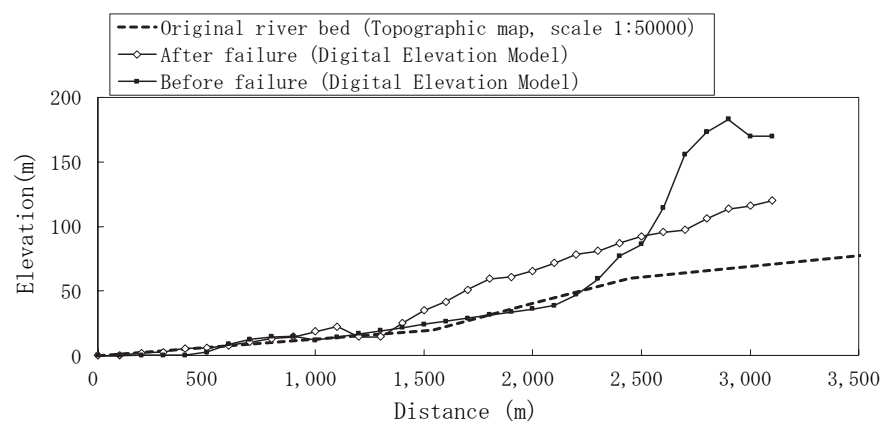
(3) 天然ダム堤体の縦断形状の変化

図-2.35 に、12 時 40 分から 13 時 0 分までのインターバルカメラによる下流河道方向の映像を示す。図中の白色点線は、洪水がほぼ終息した 15 時 10 分の時点の山腹斜面と河床の境界を移写したものである。各時間の流水表面の高さと、白色点線で表される最終河床高の比較により、水位の相対的な時間変化を把握した。

洪水の状況を、時間を追って観察すると、12 時 45 分と 12 時 50 分の間に、流れの様相が大きく変化したことが分かる。この 5 分間で、流水表面の乱れは残っているものの大きく減少しており、水面の乱れに伴う水煙はほとんど見られなくなっている。洪水表面の乱れが消失し始めた要因を考えると、まず挙げられるのは、洪水流量の減少である。しかしながら、2.3.2 小節で見たとおり、12 時 38 分から 44 分にかけての時間帯は、まだ洪水流量は急増する段階にあり（Ⅵ～Ⅶ）、この時点で流量が減少していることは考えにくい。一方、決壊前後の天然ダムの縦断形状は、2.3.2 (1) で議論したとおり、天然ダム付近の河床は、元河床まで侵食されていないのに対して、天然ダム下流の河床は、決壊に伴い顕著に上昇している。距離 1,500m 地点より上流の河床勾配は、元河床よりも急勾配で、ほぼ平坦な形状へと変化している（図-2.36）。したがって、流水表面の乱れが急速に減少した原因としては、ダム堤体の侵食と下流河道の河床上昇に伴って、縦断形状が平坦化したことにより生じたと考えるのが最も合理的である。また、12 時 45 分までの映像では、洪水表面は明瞭ではないものの、水煙の高さは、白色点線で表される最終河床高よりも低い位置にあると考えられる。それに対して、12 時 50 分と 12 時 55 分の映像では洪水表面の高さは、それより若干高いかほぼ同じように見える。水位は上昇する傾向にあると言え、縦断形状が変化（下流河道において河床が上昇）したことにより、流水の乱れが減少したとする考察と整合する。図-2.33 では、やや明瞭ではないものの、大量の越流水が、天端から下流斜面にかけて激しく侵食しながら流下している様子を捉えている。前述したように、12 時 40 分前後以降に撮影されたと考えられることから、12 時 40 分以降、天端の河床が大きく低下し始め、それに続いて、12 時 50 分頃にかけて、下流河道の河床が上昇したことをうかがわせる。



図－2.35 決壊洪水時の下流河道の状況



図－2.36 天然ダム決壊前後の縦断形状の変化（図－2.15 の一部を再掲）

(4) 決壊洪水と湛水位の関係

(3) で行った議論に従うと、天然ダム堤体の縦断形状の変化は、12 時 40 分頃以降に始まったと考えられる。一方で、湛水位について見ると、少なくとも 12 時 42 分までは満水を維持していたことが映像により直接確認できており、また 12 時 44 分と 49 分の映像では、それぞれ天端下流端付近の流水表面の高さが、天端標高とほぼ同じであったと考えられる (IX)。湛水は、12 時 49 分頃まで、満水位近くに維持されていたことがうかがえ、水位の低下はそれ以降に始まったと考えられる。天端標高の低下と湛水位低下のタイミングにずれが生じていたとすれば、湛水位が高く維持されている間、天端の侵食が進むに従い越流水深が大きくなり、さらに侵食が加速されることになる。また、横断方向の侵食も進行していくことから、洪水流量は加速的に増大していく。ダム堤体の縦断形状の変化と湛水位に関わる観察結果は、天端標高の低下に遅れて湛水位が低下し始めることにより、越流水深が増大し、大規模な洪水へとつながっていく天然ダムの決壊プロセスを説明しているものとする。

(5) 決壊洪水の発生過程

構造物倒壊以降の一連の現象の時間的経過をまとめると、図-2.37 のとおりとなる。図中の箱書きのうち、実線は映像により確認ができた現象であり、点線はそれらの時間的關係などからの推定にもとづくものである。越流量の増大に伴って、天然ダム堤体の大規模な侵食と天然ダム直下の河床の上昇が起こり、越流水深の増大により大規模洪水へとつながっていった一連の経過が明らかになったと考える。

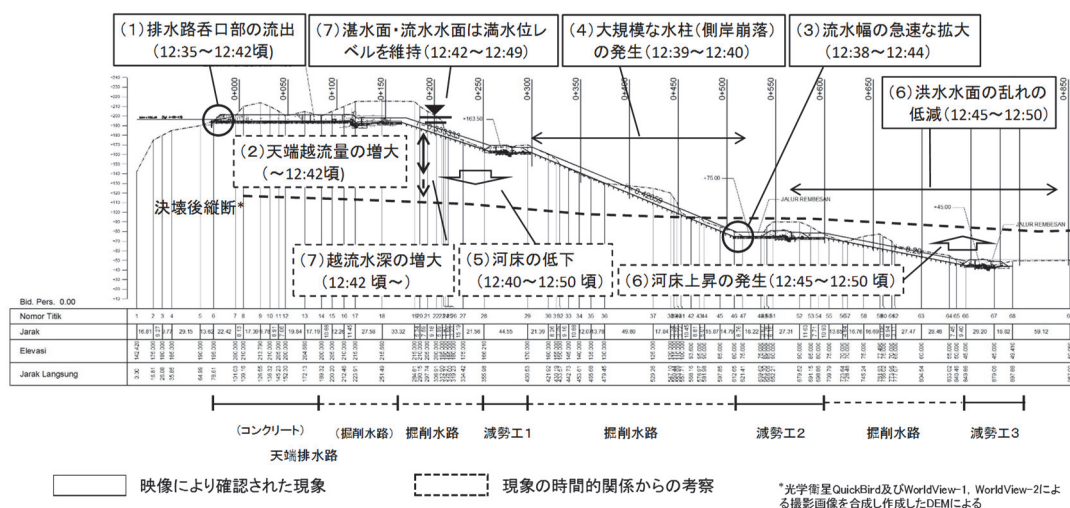


図-2.37 決壊洪水の経過

2.5 結語

本章では、インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水について、その概要を述べるとともに、衛星 DEM をはじめとする地形情報や、ダム堤体の粒度分布調査などの現地踏査結果を用いて、越流侵食の実態を整理した。また、決壊洪水発生時の状況を捉えた各種の映像から、越流決壊に関わる現象の判読を行い、それらが発生した時間的な関係などにもとづき、天然ダム決壊洪水の発生過程を考察した。

衛星 DEM 等を用いて、天然ダム形成前と決壊前後の 3 時期の縦断形状を整理したところ、つぎのような結果が得られた。①天然ダム区間では、侵食により河床が大きく低下したが、元河床までは侵食されていなかった。②天然ダム形成区間の下流では、ダム堤体を侵食した土砂が堆積し、河床の上昇が顕著であった。③天然ダム区間から下流にかけての河床勾配は、決壊により天然ダム形成前の元河床の勾配より急となった。これらの結果を既往研究と比較すると、①については概ね同様の結果となっていた。②と③については、シミュレーションにもとづくものについては、本研究と同様の結果が得られていたが、実験的研究については同様の結果が得られているものと、異なる結果のものに分かれた。現地計測にもとづく研究では、岩手・宮城地震による比較的小規模な天然ダムの事例で、ダム下流での土砂の堆積が見られていないほか、決壊後の縦断勾配も元河床とほぼ等しいとする結果が得られている（吉野ら，2010）。天然ダム決壊後の縦断形状は、ピーク流量や総流出量に大きく関わってくるが、天然ダムと湛水池の規模や堤体材料の物性、越流量の時間的变化、上流からの流入流量と言ったさまざまな要因に支配されて決まると考えられる。侵食が元河床まで至る前に途中で停止する理由としては、天然ダム下流の土砂の堆積や堤体のアーミングの進行による影響などが挙げられる。

天然ダム堤体の粒度試験からは、 D_{50} 粒径は 20～35mm であり、いずれの箇所も中礫～粗礫が卓越する結果が得られた。堤体の場所によるばらつきが少なく、比較的均一性の高い粒度構成を示していた。これに対して、他の天然ダム堤体で調査された事例では、特定の粒径が卓越する傾向は見られないことや、粒度構成に顕著なふた山傾向があることなどが報告されている。天然ダムが形成された流域の地質が異なっていることから、天然ダムを構成する材料の母岩の性状の違いが影響している可能性が考えられる。決壊後の天然ダム堤体においては、アーミングの進行によると考えられる粗粒化が生じていた。また、河道内と氾濫堆積域の土砂の粒度分布は、決壊前の天然ダム堤体の粒径分布と比較的近い傾向を示しており、天然ダム堤体の粒度構成をほぼ反映したものとなっていた。氾濫堆積域においては、流動深や、掃流力の分布を反映した土砂の堆積状況となっていると考えられた。

つぎに決壊当日の映像の判読結果から、天然ダム上に建設された構造物の倒壊経過、水みちの発達過程、天然ダム堤体の縦断形状の変化、決壊洪水と湛水位の関係について考察を行った。

天然ダム下流斜面上では、排水路側壁の倒壊が進行していくのに伴って、水みち幅が徐々に拡大していたが、一転して、急激に拡幅が進行する現象が観察された。天端付近では、水みちの侵食形態を急変させるほどの変化は生じておらず、斜面上に建設されていた減勢

工が直前まで機能を維持していたことや、縦断上の位置などの点から、減勢工の倒壊が急激な現象の変化を説明する上で最も合理的であると判断された。既往の研究では、縦断侵食に伴う河床の低下により、水みち斜面が崩落し横方向の侵食が急速に進んでいくプロセスが指摘されており（吉野ら，2013），観察結果は，このような天然ダム水みちの侵食形態を反映していると考えられる。倒壊した天端排水路は，コンクリートガレキとなって天端上に堆積していたが，減勢工の倒壊により，天端から下流斜面にかけて縦断侵食が急速に進んだことで流出し，さらに排水路呑み口の損壊，流出へと現象が加速していったと考えられた。本研究の事例では，決壊洪水発生のトリガーとして，斜面上に建設された減勢工の倒壊が重要な役割を果たしていたと考えられる

天端排水路の呑み口は，その後全てが流失し，越流は天端全幅に広がった。映像によると，天然ダム下流端では，水みちが急速に拡大するとともに，洪水流量が増大している。また，天然ダム下流端付近の水みちが拡大する過程で，大きな水柱が連続的に発生していることが観察されたが，水面の乱れや跳水によるものではなく，土塊の崩落により発生したものと考えられた。吉野ら（2013）が指摘した水みち斜面の崩落に伴う水みち拡幅のプロセスを反映したものであり，映像により実際の現象を観察することができたと考えられる。水みちの縦横断方向の侵食形態として，a) 減勢工の倒壊を契機とした水みちの急激な拡幅，b) コンクリートガレキ，排水路呑み口部の流出による天端越流幅の拡大，c) 水みち側岸崩落の連続的な発生とダム下流端の水みち幅の急激な拡大などの現象が観察された。天然ダム上のそれぞれの部位において，縦断方向の侵食に伴い，横方向の侵食が急速に進んだことを表しており，水路実験等による水みちの発達過程に関わる既往の観察を裏づける結果が得られた。天然ダム上で生じた水みちの侵食は，斜面上に存在した構造物の影響により，下流斜面での侵食の影響が天端に及び，さらに天端からダム下流端へと現象が進行する経過をたどっている。

天然ダム上で越流侵食が進行した後，天然ダム下流端では洪水流量が急増したが，その数分後には，流水表面の乱れが大きく減少していることが，インターバルカメラによる映像で確認できた。流水表面の乱れが減少する理由として，一連の経過から，洪水流量の減少によることは考えにくく，越流決壊に伴う縦断形状の変化によるとすることが，最も合理的と考えられた。その根拠として，決壊後の縦断形状が，天然ダム下流の河床上昇等で平坦な形状となっていることや，洪水の水位が上昇傾向にある点が挙げられる。別の映像では，大量の越流水が，天端から下流斜面にかけて激しい侵食を伴いながら流下している模様が捉えられており，天端の河床が大きく低下し始め，それに続いて下流河道が上昇する一連の経過を，確認することができたと考える。

天端の河床が低下し始めることを示す現象が観察された一方で，湛水位については，その後も，満水位とほぼ同じ高さに維持されていたと考えられる。天端標高の低下と湛水位低下のタイミングにずれが生じていたとすれば，湛水位が高く維持されている間，天端の侵食が進むに従い越流水深が大きくなり，さらに侵食が加速されることになる。前述した観察結果は，天端標高の低下に遅れて湛水位が低下し始めることにより，越流水深が増大し，大規模な洪水へとつながっていく天然ダム決壊のプロセスを説明していると考えられ

る。

以上、インドネシア・アンボン島の天然ダムにおいて、決壊に伴う天然ダムの地形形状の変化や、天然ダム堤体を構成する材料の粒度構成等、天然ダムの越流侵食の実態に関わる知見を得た。また、越流決壊の模様を記録した現地映像から、構造物の倒壊に伴う現象の進展や、水みちの発達や縦断形状の変化と湛水位の関係など、天然ダムの越流決壊過程に関わる貴重な知見を得ることができた。

天然ダム決壊に伴うダム堤体の地形変化や堤体材料の粒度構成は、決壊洪水による被害予測を行う上で重要な要因であるが、詳細な地形情報にもとづき検討された事例は限られている。本研究では、大規模天然ダムの決壊に伴う貴重なデータが得られたが、既往研究との比較では、天然ダムの特性や条件により、異なる結果と、共通して見られる結果の両者があった。このような越流侵食の実態に関わる知見は、シミュレーションモデルの精度向上を図っていく上で有用であるとともに、初動時のより迅速な対応につなげられる可能性が考えられる。Casagli et al. (2003) は、天然ダム堤体の材料構成からマトリクス優勢タイプ (matrix-supported) と礫分優勢タイプ (grain-supported)、その中間タイプに分類ができることを指摘し、その後の決壊の有無等を集計した結果から、礫分優勢タイプが安定的であることを述べている。例えば、地質による天然ダム堤体材料のタイプ区分が可能で、侵食速度等との関係を事前に整理しておくことができれば、多数の天然ダムが同時に形成された場合に、いわゆるトリアージのような手法により、緊急調査のための人員や機材を集中的に投下すべき対象を絞り込むことが可能となる。今後とも、できるだけ多くの条件による計測データを収集し、比較検証を進めていく必要がある。

既往の研究で提案された天然ダムの越流決壊モデルは、実験及び、災害後の地形変化等の調査結果に基づく静的な情報によって検証されてきたと言える。本研究で得られた越流決壊過程についての知見は、既往の研究成果と概ね整合していた。実際の天然ダムで越流決壊が進行していく模様を映像で記録し、越流決壊過程を実スケールで議論した初めての事例と考えられ、その意義は非常に大きいと考える。一方、検討は限られた画角、時間帯の映像によらざるを得なかった面もあり、議論の中には、定性的な考察に論拠をおいている部分がある点是否めない。今後、実験や数値計算などの再現性の高い手法との比較検証を通じて、現象についての解釈や理解が深められていく上での有用な糸口になるものと考ええる。

引用文献

- Cao, Z., Yue, Z. and Pender, G. (2011) : Landslide dam failure and flood hydraulics. Part I: experimental investigation, *Natural Hazards*, Vol. 59, p. 1003 - 1019
- Casagli, N., Ermini, L. and Rosati, G. (2003) : Determining grain size distribution of the material composing landslide dams in the Northern Apennines: sampling and processing methods, *Engineering Geology*, Vol. 69, p. 83 - 97
- Cencetti, C., Fredduzzi, A. and Tacconi, P. (2006) : Some considerations about the simulation of breach channel erosion on landslide dams, *Computational Geosciences*, Vol. 10, p. 201 - 219
- Chang, D. S. and Zhang, L. M. (2010) : Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth , *Natural Hazards and Earth System Sciences*, Vol. 10, p. 933 - 946
- 江川真史・水野正樹・神山嬢子・蒲原潤一・渡部文人・森田耕司・吉川和男・筒井健 (2014) : リモートセンシング技術を活用したインドネシア・アンボン島の天然ダム決壊対応 , 平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p. B382 - 383
- 原田紹臣・赤澤史顕・速見智・柳崎剛・里深好文・藤本将光・堤大三・宮田秀介 (2015) : 足洗谷流域ヒル谷における天然ダム決壊に関する現地実験, 砂防学会誌, Vol. 67, No. 6, p. 41 - 48
- 石塚忠範・徳永良雄・澤野久弥 (2015) : インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水への対応, 土木学会論文集 F 5, Vol. 71, No. 2, p. 24 - 32
- Kaji, A., Shimizu, T., Uchida, T., Ishizuka, T., Morita, K., Okuyama, Y. and Niwa, S. (2014) : Changes in grain size distribution and topography of mountainous river bed by landslide dam failure, *Proc. of the INTERPRAEVENT2014 in the Pacific Rim*, DVD-ROM
- Kiyota, T., Sattar, A., Konagai, K., Kazmi, Z. A., Okuno, D. and Ikeda, T. (2011) : Breaching failure of a huge landslide dam formed by the 2005 kashmir earthquake, *Soils and foundations*, Vol. 51, No. 6, p. 1179 - 1190
- 小田晃・水山高久・長谷川祐治・森俊勇・川田孝信 (2006) : 天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 1, p. 29 - 34
- 水山高久・石川芳治・福本晃久 (1989) : 天然ダムの破壊と対策, 土木技術資料, Vol. 31, No. 11, p. 50 - 56
- 森田耕司・一色弘充・松澤真・梶昭仁・高原晃宙・石塚忠範・福島淳一・竹島秀大・西尾陽 (2014) : インドネシア アンボン島で発生した大規模崩壊について, 平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p. B274 - 275
- 桜井亘・梶原修・大山誠・水山高久・池田暁彦・西尾陽介・徳永博・太田敬一・大塚康之 (2014) : 平成 24 年 9 月台風 17 号による河道閉塞対策施設の被災について～CCTV 画像を中心とした侵食過程の解析～, 砂防学会誌, Vol. 66, No. 5, p. 33 - 41

- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・水山高久（2007）：天然ダムの決壊時のピーク流量推定に関する一考察，砂防学会誌，Vol. 59, No. 6, p. 55 - 59
- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・森俊勇・水山高久・高濱淳一郎（2007）：高磯山天然ダム決壊時に発生した洪水の再現，砂防学会誌，Vol. 59, No. 6, p. 32 - 37
- 高橋保・匡尚富（1988）：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 31 号, B-2, p. 601 - 615
- 高橋保・中川 一（1993）：天然ダムの越流決壊 によって形成される洪水 ・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，Vol. 37, p. 699 - 704
- 内田太郎・松岡暁・松本直樹・松田如水・秋山浩一・田村圭司・一戸欣也（2009）：天然ダムの越流侵食の実態：宮城県三迫川沼倉裏沢地区の事例，砂防学会誌，Vol. 62, No. 3, p. 23 - 29
- 吉野弘佑・内田太郎・石塚忠範・水山高久（2013）：天然ダム越流侵食時に形成される水みちの発達過程に関する研究，砂防学会誌，Vol. 66, No. 2, p. 3 - 9
- 吉野弘佑・内田太郎・田村圭司・小竹利明（2010）：天然ダム越流による侵食と土砂流出の実態：レーザープロファイラを用いた解析，砂防学会誌，Vol. 62, No. 5, p. 27 - 35

第3章 LADOF モデルを用いた天然ダム決壊洪水の再現と検証

3.1 概説

天然ダム災害からの被害を回避するためには、被害範囲を予測することが必要となるが、その手法の一つとして、過去の実績データから洪水ピーク流量を経験的に求める方法が挙げられる (Costa, 1985)。しかしながら、洪水ピーク流量から被害範囲を求めようとする場合、洪水波形や氾濫開始点を一意的に決められないなどの課題があり、より精度の高い予測を行うためには、決壊に伴う洪水のハイドログラフを求め氾濫解析を行う必要がある。このような目的のものとして、人工のアース・ダムを対象として開発された BREACH モデルがある (Fread, 1988)。越流によるダム堤体の侵食を考慮したもので、海外においては、天然ダムの越流決壊に対しても数多くの適用事例があり、例えば 2008 年中国唐家山天然ダムに適用された Fan et al. (2012) などが挙げられる。ただし、BREACH モデルでは、侵食量の計算を掃流砂量式にもとづいて行っており、流路勾配に応じた流砂形態は考慮されていないため、天然ダム上で生じる土砂の侵食と堆積を精度よく再現することには限界があると考えられる。

高橋・中川 (1993) は、水みちの拡幅プロセスを定式化した上で、天然ダム上の土砂を含む流れの形態を土石流、掃流状集合流動、掃流に分類し、その形態毎に抵抗則を与える方法により解析するモデルを提案した。水路実験による観察から、天然ダム上に形成された水みちが深さ方向と横断方向に拡幅し発達していくことで決壊に至るとし、このような水みちの発達過程をモデルにより再現している。また、里深ら (2007a) は水流層と砂礫移動層から成る二層流モデルと、水みち側岸の侵食が流速の一乗に比例する侵食速度式を用いた LADOF (Landslide dam outburst flood) モデルを開発した。高橋・中川のモデルは、水路実験より得られた流出流量や越流侵食後の縦横断形状などを、よく再現できることが報告されている。里深ら (2007a) は、2005 年宮崎県耳川流域で形成された野々尾天然ダムにより検証を行っているほか、1892 年高磯山天然ダム決壊にモデルを適用し、下流での洪水高がよく再現されていることを確かめた (里深ら, 2007c)。里深らのモデルは、土砂災害防止法における緊急調査で用いられるシミュレーションモデルに実装され (清水ら, 2012)、実際の災害において活用された実績がある。一方、モデルのこれまでの検証は、古い時代のものや天然ダム形成直後の出水中に決壊したものを対象としており、地形情報については、現地調査等からの推定にもとづき計算が行われている。詳細な地形データが取得され、モデルが適用された事例としては、岩手・宮城内陸地震に伴う天然ダムを対象とした田村ら (2010) などの報告があるが、ダム高は大きいものでも 42m であり、比較的規模は小さい。モデルによる被害範囲の予測は、天然ダムが形成された際の危機管理における最も基礎となる情報であり、さまざまな規模や性状の天然ダムに対して、モデルの適用性が確保されている必要がある。特に大規模な天然ダムを対象として、詳細な地形情報にもとづいて検証を行い、その適用性を確認することは大きな課題と言える。

また、これまでのシミュレーションモデルの検証は、実験も含めて、洪水ハイドログラフや決壊後の地形形状などを比較対象として行われてきた。越流決壊に伴う洪水の規模は、

ダム堤体の地形形状の変化などが深く関わっており、いくつかの既往研究において、シミュレーション結果にもとづき、縦断形状や湛水位の時間変化などが議論されている。例えば、里深ら（2007b）は、実際に発生した天然ダムのシミュレーションにおいて、天端側岸の侵食速度が、河床の侵食速度に比べて小さいことを述べている。一方、第 2 章で議論したような決壊洪水の発生過程に関わる実現象からの知見は限られており、シミュレーションによるダム堤体の地形形状等の時間変化が比較検証された事例は、これまでのところ実験によるものに限られる。第 2 章においては、現地映像から、水みちや堤体の地形形状の変化等に関わる現象の時間的関係を考察したが、侵食速度など定量的な議論ができるまでの情報は得られていない。シミュレーションから得られる天然ダム堤体の侵食速度などの情報が、実際の現象から検証され、粒度構成などの現地計測データと対応づけることができれば、モデルの精度や適用性が飛躍的に高められることにつながる。

本章では、アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水について、LADOF モデルと二次元汜濫計算を組み合わせたシミュレーションを実施し、DEM による決壊前後の地形情報を用いて、大規模天然ダムに対するモデルの適用性を検証する。また、シミュレーションによる天然ダムの地形形状や湛水位の時間変化について、第 2 章の映像から得られた観察結果と比較し、モデルによる決壊洪水の発生過程を検証するとともに、その時間的経過を明らかにする。さらに、第 2 章の結果も含めて、本研究により確認された決壊洪水の発生過程に関わる現象について、シミュレーションや水路実験にもとづく既往研究よる知見との比較を行う。

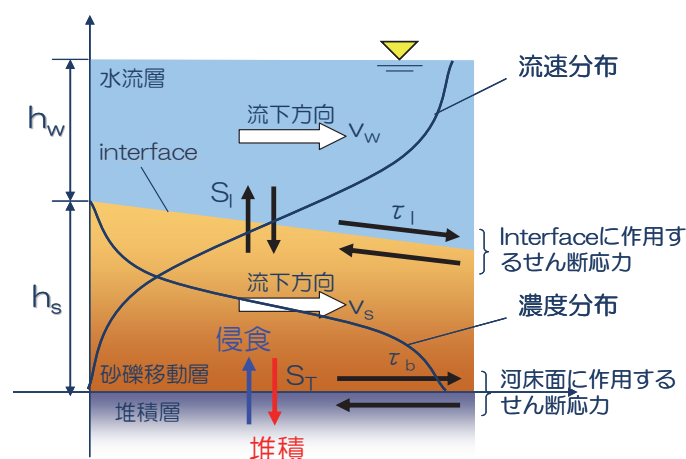
3.2 天然ダム決壊洪水の再現と検証

3.2.1 数値計算モデル

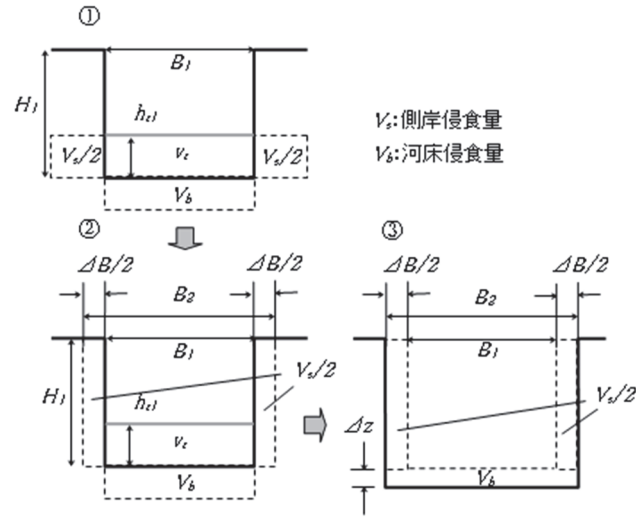
(1) LADOF モデル

天然ダム下流斜面の勾配は、急勾配から緩勾配まで幅広く分布し、天然ダム上を越流する流れの形態は、斜面の勾配に依存する。越流に伴い天然ダム堤体が侵食され、土砂が流れに取り込まれることにより、高濃度の流れ（土石流、または掃流状集合流動）となり、緩勾配区間においては、流れに取り込まれていた土砂が河床に堆積することにより、低濃度の流れ（掃流状態）となる。斜面勾配は、これらの流れによる侵食、堆積の結果として、常に変動し、また侵食により形成された水みちが、徐々に拡幅、発達することで、天然ダムの越流侵食が進行していくものと考えられる。

LADOF モデルは、このような天然ダムの越流侵食に伴う洪水を再現するものであり、里深ら（2007a）により開発された。モデルでは、土石流から掃流状集合流動、掃流までの流れが、二層流として統一的に取り扱われる（図－3.1）。水のみが流れる水流層と水と砂礫の混合物が流れる砂礫移動層とに分解され、インターフェースを通した質量と体積のフラックスを考慮の上、各層の連続式と運動方程式にもとづき解析される（高濱ら, 2000）。水みちの侵食形態としては、縦方向の侵食とともに、水みちの側岸侵食が生じて次第に拡大するプロセスを考慮しており、また側岸の侵食速度は、流速の一乗に比例するとした高岡（2006）の考え方にもとづいている（図－3.2）。



図－3.1 二層流モデルの模式図（里深ら，2007b に加筆）



図－3.2 側岸侵食の模式図（里深ら，2007b）

モデルで使用される支配方程式は，里深ら（2007b）に従うと，以下のとおりである。流動層全体，砂礫移動層中の砂礫の連続式，河床，河幅の時間変化は，それぞれ式（1）～（4）で表される。

$$\frac{\partial B h_t}{\partial t} + \frac{\partial (v_t B h_t)}{\partial x} = B s_T + 2 h_t s s_T \quad (1)$$

$$\frac{\partial B c_s h_s}{\partial t} + \frac{\partial (\gamma c_s v_s B h_s)}{\partial x} = c_* (B s_T + 2 h_t s s_T) \quad (2)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = - \frac{s_T}{\cos \theta} \quad (3)$$

$$\frac{\partial B}{\partial t} = 2 s s_T \frac{h_t}{H} \quad (4)$$

ここに， h は流動層厚， B は河幅， v は平均流速， s_T は河床面を通した砂礫層内への湧き出し量（侵食速度）， $s s_T$ は側岸における拡幅速度， c は平均濃度， c_* は堆積層濃度， z_b は河床高， θ は河床勾配， H は側岸の比高であり，添え字の w ， s ， t はそれぞれ水流層，砂礫移動層，全層の量を表す。

河床の侵食速度は，江頭ら（1988）の侵食速度式を二層流に拡張して用いる。

$$s_T = v_t \tan (\theta - \theta_e) \quad (5)$$

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma - \rho_w) c}{(\sigma - \rho_w) c + \rho} \tan \phi_s \quad (6)$$

ここに， ρ は平均密度， ϕ_s は砂礫の内部摩擦角， σ は砂礫密度である。

側岸における拡幅速度は、高岡（2006）にもとづき、つぎのように与えられ。

$$ss_T = \frac{1}{\alpha} v_t \quad (7)$$

ここに、 α は侵食速度式の係数であり、 $s_T = 0$ のとき $ss_T = 0$ とする。

つぎに、水流層、砂礫移動層の運動方程式を、式（8）、（9）に示す。

$$\frac{\partial(\rho_w v_w B h_w)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta_w \rho_w v_w^2 B h_w)}{\partial x} - B \rho_w s_I u_I = \rho_w g B h_w \sin \theta - \frac{\partial P_w}{\partial x} - P_I \frac{\partial B h_s}{\partial x} - B \tau_w \quad (8)$$

$$\frac{\partial(\gamma' \rho_s v_s B h_s)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta_s \rho_s v_s^2 B h_s)}{\partial x} + B \rho_s s_I u_I = \rho_s g B h_s \sin \theta - \frac{\partial P_s}{\partial x} + P_I \frac{\partial B h_s}{\partial x} + B \tau_w - B \tau_b \quad (9)$$

ここに、 u_I はインターフェースにおける x 方向の流速、 s_I は水流層がインターフェースを通して、単位時間あたり単位面積あたりに獲得する体積量である。 g は重力加速度、 P_w はインターフェースから自由表面にわたって積分した水流層に作用する圧力、 P_s は河床からインターフェースにわたって積分した砂礫層に作用する圧力、 P_I はインターフェースにおける圧力、 τ_w はインターフェースに作用するせん断応力、 τ_b は河床面せん断応力である。また、 γ 、 γ' 、 β_s 、 β_w は流速と濃度が縦断方向に分布することに起因する分布補正係数である（高濱ら，2004）。

各せん断応力には、江頭ら（1997）の構成則を一様濃度に適用したものを用いる。

$$\tau_w = \rho_w f_w |v_w - u_I| (v_w - u_I) \quad (10)$$

$$f_w = \left[\frac{1}{\kappa} \left\{ \left(1 + \frac{\eta_0}{h_w} \right) \ln \left(1 + \frac{h_w}{\eta_0} \right) - 1 \right\} \right]^{-2} \quad (11)$$

$$\eta_0 = \sqrt{k_f} \left(\frac{1 - c_s}{c_s} \right)^{1/3} d \quad (12)$$

ここに、 κ はカルマン定数である。

河床面せん断応力には、式(13)～(19)を用いる（江頭，1997）。

$$\tau_b = \tau_y + \rho_w f_s v_s |v_s| \quad (13)$$

$$\tau_y = \left(\frac{c_s}{c_*} \right)^{1/5} (\sigma - \rho_w) c_s g h_s \cos \theta \tan \phi_s \quad (14)$$

$$G_{yk} = \frac{\tau_{ext}(z=z_b) - \tau_{yk}(z=z_b)}{\rho_w g h_s} = \{ (\sigma / \rho_w - 1) c_s + 1 \} \sin \theta_e - (\sigma / \rho_w - 1) c_s \cos \theta_e \left(\frac{c_s}{c_*} \right)^{1/5} \tan \phi_s \quad (15)$$

$$W = \tau_w / \rho_w g h_s \quad (16)$$

$G_{yk} \neq 0$ の時

$$f_s = \frac{225}{16} f(c_s) G_{yk}^4 (W + G_{yk}) \left\{ W^{5/2} - (W + G_{yk})^{3/2} \left(W - \frac{3}{2} G_{yk} \right) \right\}^{-2} \left(\frac{h_s}{d} \right)^{-2} \quad (17)$$

$G_{yk} = 0$ の時

$$f_s = 4 f(c_s) \left(\frac{h_s}{d} \right)^{-2} \quad (18)$$

$$f(c_s) = k_f \frac{(1 - c_s)^{5/3}}{c_s^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho_w} (1 - e^2) c_s^{1/3} \quad (19)$$

ここに、 $\tau_f = 0.25$ 、 $\tau_g = 0.0828$ 、 e は反発係数、 d は代表粒径、 $\tau_{ext(z=z_b)}$ は河床面での外力としてのせん断応力で、 $\tau_{yk(z=z_b)}$ は河床面直上面における降伏応力である。

また、流動層中の体積濃度が 0.02 を下回った時、以下のようなマニング型の抵抗則を使用する。

$$\tau_b = \frac{\rho g n^2 v |v|}{h^{1/3}} \quad (20)$$

ここに、 n はマニングの粗度係数である。

(2) 二次元氾濫計算

二次元氾濫計算には、砂防地すべり技術センターが開発した **J-SAS** モデルを使用した。モデルでは、土砂の堆積、侵食過程を再現するため、水と土砂の連続式をそれぞれ用いており、水の連続式については流体運動を表す連続式から、土砂の連続式については流砂量式から求めている。また、運動方程式は **Navier-Stokes** の方程式を、掃流力は二次元浅水流モデルの基礎式を用いている。

水の連続式を式 (21) に、土砂の連続式（混合粒径）を式 (22), (23) にそれぞれ示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (21)$$

堆積の場合 $\partial z / \partial t > 0$:

$$c_* D_m \frac{\partial i_b}{\partial t} + c_* (i_B - i_b) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{Bxi}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Byi}}{\partial y} = 0 \quad (22)$$

洗掘の場合 $\partial z / \partial t < 0$:

$$c_* D_m \frac{\partial i_b}{\partial t} + c_* (i_B - i_{b0}) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_{Bxi}}{\partial x} + \frac{\partial q_{Byi}}{\partial y} = 0 \quad (23)$$

ここに、 c_* は河床材料の体積容積濃度、 D_m は交換厚層、 i_B は流砂中に占める粒径 d_i の砂礫の割合、 i_b は河床材料中に占める粒径 d_i の砂礫の割合、 i_{b0} は交換層直下の堆積層中に占める粒径 d_i の砂礫の割合、 z は流動層底面の地盤標高、 q_{Bxi} 、 q_{Byi} は x 及び y 方向の粒径別掃流砂量である。

運動方程式は、つぎのように表わされる。

X 方向 :

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_x}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} \quad (24)$$

Y 方向 :

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_y}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho}$$

(25)

ここに、 $q_x (=uh)$ 、 $q_y (=vh)$ は x および y 方向の流量フラックス、 u 、 v は x および y 方向の平均流速、 β_x 、 β_y は x および y 方向の運動量補正係数、 h は水深、 H は水位（地盤高+水深）、 τ_x 、 τ_y は x および y 方向の流れの抵抗力であり、Manning 則を用いればそれぞれ次式で表される。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{n^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \frac{\tau_y}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{n^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (26)$$

ここで、 n は Manning の粗度係数である。

掃流砂量式は、Meyer- Peter Muller の式 (M.P.M 式) を用いる。

$$q_{B*} = \frac{q_{BBi}}{\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*e} - \tau_{*c})^{3/2} \quad (27)$$

$$\tau_{*e} > \tau_{*c} : q_{BB} = q_{B*} \sqrt{sgd^3}$$

$$\tau_{*e} \leq \tau_{*c} : q_{BB} = 0$$

τ_{*e} , τ_{*c} は、粒径を考慮した有効無次元掃流力と有効無次元限界掃流力である。

なお、隣接するメッシュで極端な堆積と侵食が生じることを回避するため、河床の比高に応じた側岸侵食を考慮し計算を行った。

3.2.2 計算条件

地形データは、第 2 章で用いた衛星 DEM を使用した。河道形状は、湛水部を台形、河道部を矩形断面でそれぞれ近似し、現地データに合うよう設定を行った。

LADOF モデルに用いた計算条件は、つぎのとおりである。まず代表粒径として、第 2 章で行った天然ダム堤体の粒径調査結果から D_{60} 粒径 20mm を使用した。つぎに、流入流量と侵食速度係数、内部摩擦角については、下記の値を用いて試行計算を行い決定した。流入流量の 22m³/s については、満水位に達する直前の水位観測結果から求めたものである。

(1) 流入流量 (5m³/s, 22 m³/s, 100 m³/s)

(2) 侵食速度係数 (1,000, 5,000, 10,000)

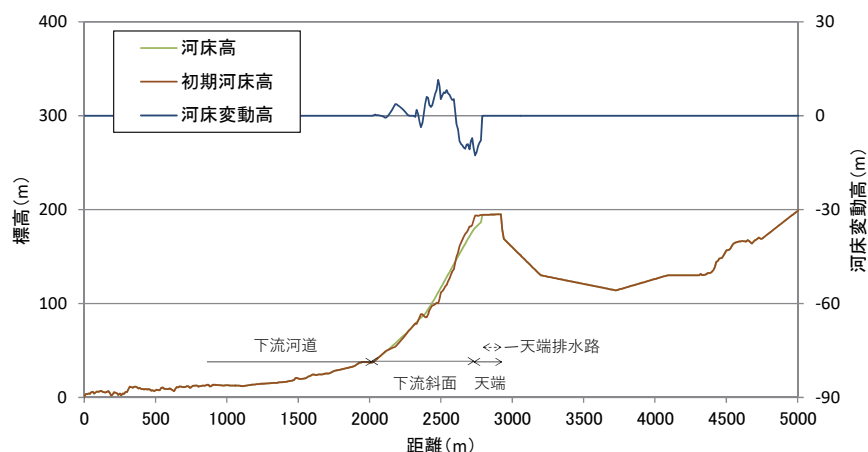
(3) 内部摩擦角 (25°, 27.5°, 30°, 32.5°)

侵食速度係数は水みちの最終の上幅と整合する 1,000 とし、内部摩擦角は天端における河床低下量をよく再現する 27.5°とした。なお、流入流量については、どの値を用いても結果に大きな差はなかった。

計算に用いる河床条件については、排水路設置区間では、構造物により侵食が抑制されるため、その影響を考慮する必要があった。このため、その区間の河床条件を固定床として計算することにより、施設の侵食抑制効果を考慮することとし、排水路倒壊後は、他の区間と同様に移動床とした。計算は、排水路設置区間を固定床とする計算を一定時間行い (計算 1)、その後全区間を移動床とした (計算 2)。計算 1 から計算 2 への切り替えは、いくつかの映像から、排水路の影響による直下での河床低下を 10m 程度と考え、同様の地形条件となった計算開始後 1.5 時間後の地形を用いて計算 2 を開始した (図-3.3)。これにより、排水路倒壊までの間、天端の侵食が抑制される効果と、それにより排水路下流末端で生じた脚部の洗堀の影響を考慮することができた。なお、排水路が下流側から、次第に倒壊する過程については、考慮していない。

以上で述べた計算条件を整理すると、表-3.1 のとおりとなる。

二次元氾濫計算については、代表粒径は LADOF の計算と同じ値を用い、マンニングの粗度係数は 0.04 とした。土砂濃度については、天然ダムと谷出口の間の区間における溪岸侵食が考慮されていないため、ハイドログラフが運搬できる最大の土砂量を与えて（流砂能力見合いで給砂）計算を行った。



図－3.3 計算（1）開始後 1.5h の縦断形状

表－3.1 計算条件

Item		Condition	
Topographic data		DEM before the disaster	
River channel conditions	Conditions for riverbed erosion	(1) From the start of calculation to the collapse of the spillway	Spillway section (190 m length)
			Fixed riverbed
			Downstream of the spillway
			Movable riverbed
		(2) After the collapse of the spillway	All section
			Movable riverbed
Grain size		2.0 cm	
Inflow rate		22 m ³ /s	
Coefficient of erosion rate		1,000	
Internal friction angle		27.5°	

3.2.3 計算結果と検証

計算により得られた谷出口での洪水ハイドログラフを、図－3.4 に示す。ピーク流量は、 $17,300\text{m}^3/\text{s}$ と非常に大規模なものとなった。計算結果の検証のため、まず洪水ピークの発生時間及び洪水の継続時間を、映像により得られた洪水の時間経過と比較を行った。第 2 章で得られた観察によると、洪水の経過はつぎのとおりであり、計算結果とほぼ整合している（表－3.2）。

(1) 洪水の立ち上がり：12 時 35 分頃

12 時 30 分以降、天端付近では流れが激しくなっており、12 時 38 分の映像では天然ダム下流端で流量が急増している。これらより、洪水の立ち上がりは 12 時 35 分頃と判断される。

(2) 洪水ピーク：12 時 50 分頃

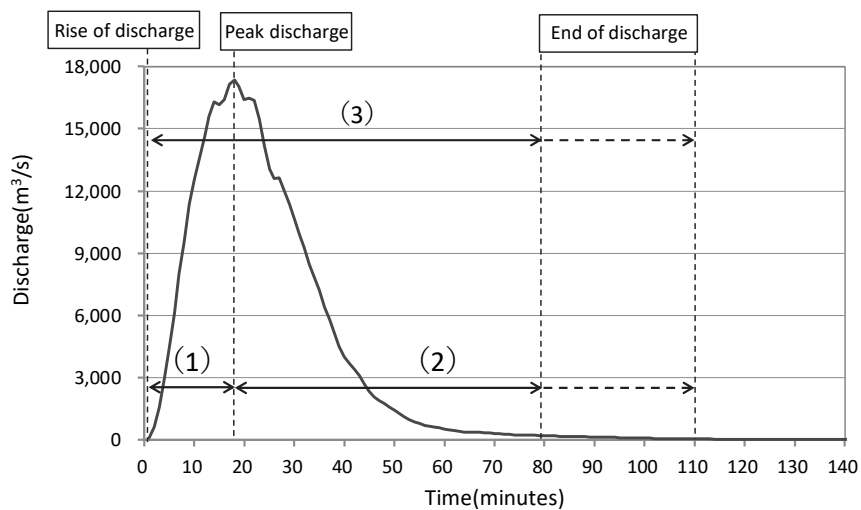
12 時 44 分の映像では、洪水表面は水煙を伴い激しく乱れている。12 時 50 分の映像では、流水表面の乱れと水煙は減少を始めているが、激しい流れが継続しており、この時間帯の前後が洪水ピークと判断される。

(3) 洪水の終了：14 時頃

14 時 0 分の映像で、決壊に伴うサージ状の流れはほぼ終息していることが確認出来る。

つぎに、計算と衛星 DEM から得られた天然ダム決壊前後の縦断形状を、図－3.5 に示す。天端の河床低下量は、計算が 63m であるのに対して、DEM は 64.5m となっている。シミュレーションと DEM の決壊後の縦断形状を比較すると、距離 2,400m より下流で若干の違いが見られる以外は、ほぼ一致している。天端の河床低下量は、試行計算により得られた内部摩擦角を用いた結果であるが、全体として縦断形状がよく再現できている。図－3.6 に、二次元氾濫計算による最大流動深 (a) と最大堆積深 (b)、氾濫到達時間 (c) をそれぞれ示す。赤線で囲まれた範囲は、実績の氾濫範囲である。図－3.6 (a) には、洪水痕跡の現地計測により得られた最大水深も合わせて示している。計算により、氾濫範囲がほぼ再現されており、最大流動深についても、左岸側で計算が実績を上回っているが、右岸側ではほぼ一致している。図－3.6 (b) の巨石が分布する方向と、計算による最大堆積深の分布は整合的である。モデルによる計算は、洪水発生 of 時間経過と天然ダムの形状変化、下流域での氾濫の状況など、決壊により生じた洪水の特性をよく再現していると結論づけられる。

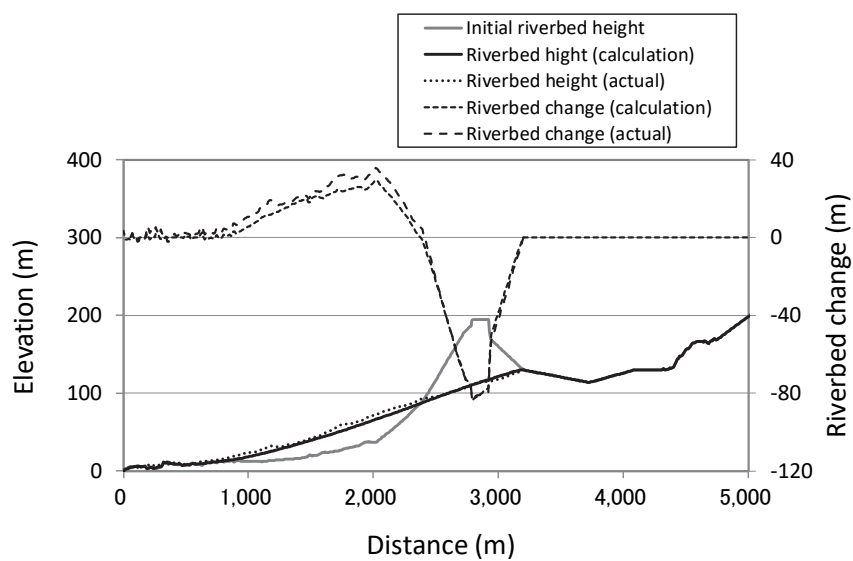
河川工事における施設設計や河道計画において、湾曲部での偏流高を算出する際に用いられるナップ式を、河道形状と洪水痕跡から得られた水深にあてはめ、流速を計算してみたところ、約 20 m/s の値が得られた。マニングの式（粗度係数 0.05）によっても、同様の流速となった。洪水中の水深は不明であるが、仮に 10m とし、河道幅を 100m とすると、洪水流量はおよそ $20,000\text{m}^3/\text{s}$ となり、シミュレーションによる計算と大きな矛盾は見られない値が得られた。



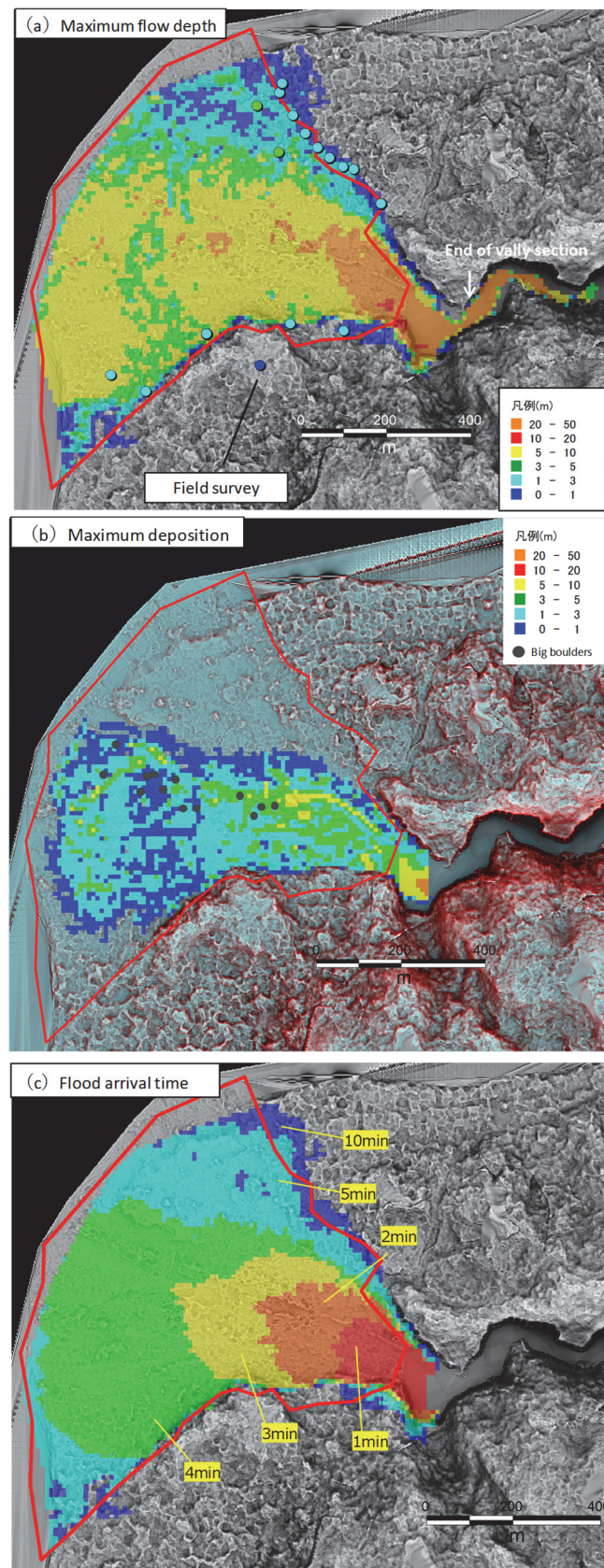
図－3.4 計算結果（ハイドログラフ）

表－3.2 決壊洪水の時間経過

	Actual		Calculated
	Time	Duration	
(1) From start to peak discharge	12:35～12:55	15 min.	15 min.
(2) From peak discharge to end of the flood	12:50～14:00	70 min.	65 to 95 min.
(3) Flood duration	12:35～14:00	85 min.	80 to 110 min.



図－3.5 計算結果（天然ダムの縦断形状）



* 図中の赤線は実績の氾濫範囲

図-3.6 計算結果（最大流動深，最大堆積深，氾濫到達時間）

3.3 現地映像による観察とシミュレーション結果の比較

3.3.1 決壊洪水発生プロセスの比較

第2章では、現地映像から越流決壊に関わる現象の判読を行い、それらが発生した時間的な関係などにもとづき、天然ダム決壊洪水の発生過程を考察した。ただし、映像は得られた画角や撮影時間帯が限られており、インターバルカメラによる1分間隔の映像を除くと、現象の連続的な変化を追跡するには制約が大きかった。本節では、映像による観察とシミュレーションによる計算結果を比較することにより、天然ダムの越流決壊の時間的経過を定量的に解釈することを試みる。

シミュレーション計算から得られた天然ダム上流端の標高と下流河道における河床標高、湛水位の時間変化を図-3.7に、ハイドログラフと下流斜面上の水みち幅の時間変化を図-3.8に示す。天端の低下速度と水みちの拡幅速度は、堤体材料の物性や越流水深等を反映したものであり、洪水流量や最終の地形形状に大きく関わる。また、下流河道における河床の上昇速度は、天然ダム堤体の侵食の進行に影響を与え、最終の地形形状に大きく関わる。湛水位の低下速度は、洪水流量を直接的に表す指標である。ここで、これらの各項目と時刻との関係は、洪水流量の立ち上がりを12時35分とした時のものであり、洪水ハイドログラフとの相対的な時間関係を表している。

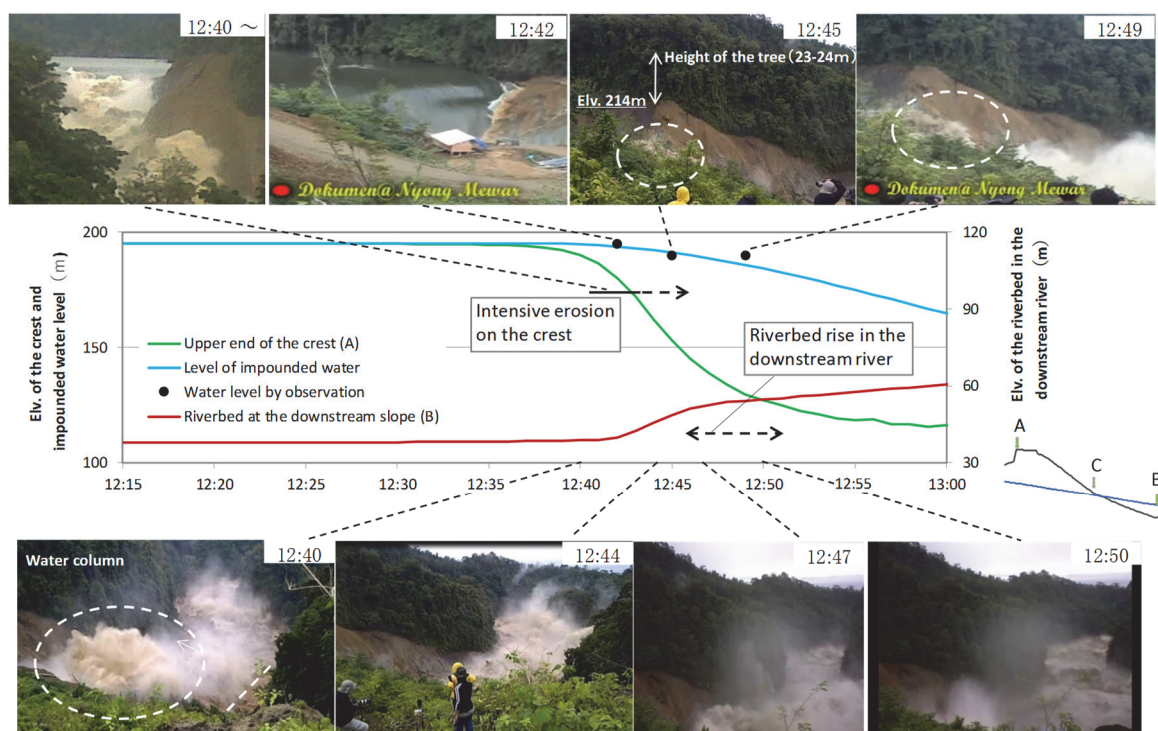
図-3.7によると、計算による天然ダム天端の低下は、12時35分過ぎに始まり、12時40分過ぎ頃から加速した後、徐々に緩やかになり、12時55分過ぎにほぼ変化が見られなくなっている。河床の状態を映像により直接観察することはできないが、2.3.3(3)で議論したとおり、天端付近の河床の低下は12時40分以降に始まったと考えられ、シミュレーションによる河床低下のタイミングとほぼ整合している。つぎに、下流河道における河床の上昇は、計算では12時40分過ぎに始まっている。これに対し、映像による観察では、洪水表面の乱れが大きく減少した12時45分から12時50分にかけての時間帯であったと考えられ、シミュレーションによる計算結果を裏づけている。つぎに、計算による湛水位の変化は、12時45分頃から緩やかに低下をし始めており、天端河床の低下とは始まるタイミングや低下速度が異なっている。これに対して、映像からの観察では、12時42分と44分、49分の時点で、それぞれ湛水位に関わる情報が得られており、いずれも計算結果に沿う形で値がプロットされている。計算による天端標高と湛水位の時間変化は、それらが低下を始めるタイミングや低下速度の違いにより越流水深が大きくなり、洪水流量が増大するプロセスを視覚的に表している。

下流斜面上の水みち幅は、計算においては、12時35分頃より緩やかに拡大しており、拡幅速度の大きな変化は見られない(図-3.8)。これに対して、映像では12時38分頃から12時44分にかけて、6分程度の短い時間で流水幅が急速に拡大しており、大きな水柱の連続的な発生を伴う激しいものであった。水みち幅の拡大が始まったタイミングは概ね整合的であるが、モデルでは、水みち斜面の側岸崩落のような間欠的な現象は再現できておらず、この点は課題である。

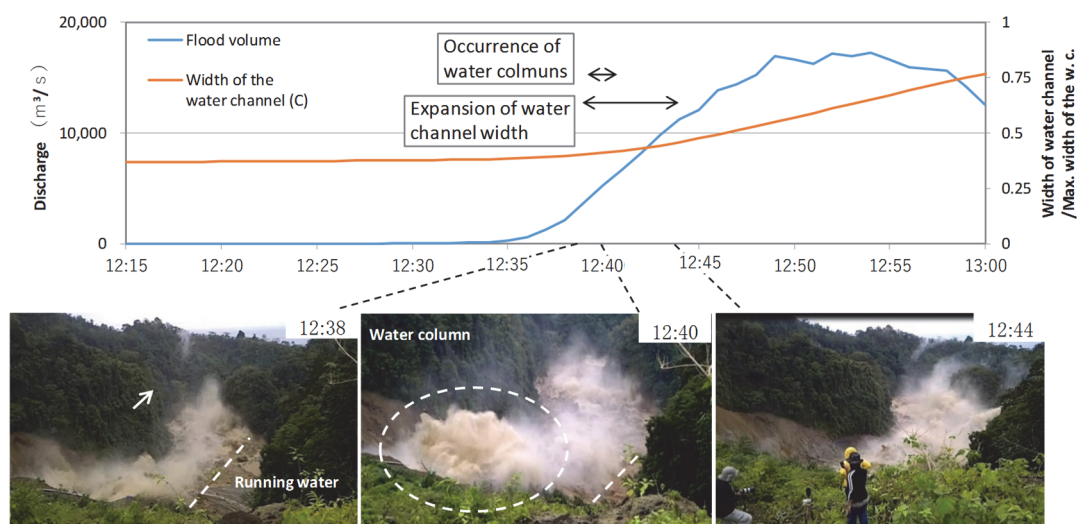
堤体の地形形状と湛水位の時間変化を、洪水ハイドログラフと比較してみると、天端河床が急速に低下するタイミングと洪水流量が急増するタイミングはほぼ同じである。これ

に対して、水みちは流量が増加し始めるとともに拡幅が始まり、その後ほぼ一定の速度を保ちながら、洪水の後半まで拡幅が継続している。湛水位は、天端の河床低下に遅れて低下し始め、その速度は緩やかである。湛水位がある程度低下した後も、水みちの拡幅が継続しているため、洪水のピークは一定の時間保たれていることがうかがえる。

地形形状の時間変化（侵食速度）は、堤体材料の物性の影響を受けたもので、洪水流量や総流出量などを決定づけるとともに、モデルの予測精度にも大きく関わる。これまでのシミュレーションモデルの検証は、洪水ハイドログラフや決壊後の地形形状を比較対象として行われてきた。本研究では、天端河床の低下や下流河道の河床上昇などについて、速度などの定量的な議論まではできていないものの、それらが始まるタイミングが、計算と整合する結果を示すことができた。すなわち、天然ダムの越流決壊の過程についても検証がなされたと言え、モデルが再現する堤体の侵食速度などの結果について、ある程度の信頼性を持った議論が可能であることが示された。天然ダム堤体の侵食速度とシミュレーションを関連づけた研究として、例えば里深ら（2007b, c）は、縦横断方向の侵食速度の違いのほか、縦断形状の時間変化などについて言及している。また、実験的研究では、高橋・中川（1993）による水みちの横断形状の変化をシミュレーション結果と比較したものなどがある。本研究により、実際の現象からの観察と比較検証されたことで、このようなシミュレーションにもとづく天然ダムの越流決壊過程についての議論を、より詳細に進めることができる。



図－3.7 現地映像とシミュレーション結果の比較（縦断方向の時間変化）



図－3.8 現地映像とシミュレーション結果の比較（横断方向の時間変化）

3.3.2 縦断形状の時間変化の比較

図－3.9 に、シミュレーションにより得られた天然ダムの縦断形状の時間変化を示す。天端上流端において、12 時 40 分前後から、急速に天端の河床が低下し始め、10 分程度にわたって継続した後、13 時には最終形状となっている。その間、天然ダムの下部では、河床が大きく上昇している。一方で、天然ダム下流斜面での、侵食と堆積の傾向について見ると、2,300m から 2,500m の区間で、一旦堆積した土砂が再侵食を受けているものの、2,400m 地点を境として、侵食区間と堆積区間がほぼ分かれていると解釈できる。侵食区間では侵食のみが進行し、堆積区間では堆積のみが発生しており、他の事例に適用されたシミュレーションにおいても、同様の結果が得られたことが報告されている（里深ら、2007a）。

一方で、現地映像からは、天然ダムの斜面下流端付近で一時的に河床が大きく下がったことを伺わせる観察結果が得られた。図－3.10 では、12 時 44 分、13 時、15 時 11 分の河道の状況を比較しているが、図中の矢印は、同じ地点の植生の下端と洪水表面あるいは河床の表面までを結んだものである。それぞれの時間における矢印の長さの比較から、斜面下流端付近の洪水位または河床の標高を高い順に並べると、13 時の洪水位、15 時 11 分の河床高、12 時 44 分の洪水位の順のようである。これに従うと、12:44 の河床が洪水終了時の河床より低いことを示している。縦断図に示されるように、この付近では決壊前の河床と最終河床の相違は大きくないため、河床が一旦、決壊前の河床よりも低下した後、堆積により上昇したことを示唆している。

図－3.9 のシミュレーション結果からは、侵食により低下した河床が、その後の堆積により上昇すると言った現象は見られておらず、縦断形状はほぼ直線的な形状を保ったまま変化している。この地点の近傍では、図－3.10 に示されるとおり、12 時 40 分前後には大規模な水柱が連続して発生しており、それを挟んで流水幅が急激に拡大するなど、激しい侵食をうかがわせる現象が観察されている。このような急激な侵食に伴い、一時的に河床が大きく下がった後、天然ダム堤体の大規模な侵食に伴って河床が上昇した可能性が考えられる。シミュレーション結果と映像による観察が異なる要因として、シミュレーションでは堤体材料を単一粒径として取り扱っているのに対して、実際の堤体は大小の巨石を含む不均質性な材料により構成されていることが挙げられる。堤体材料の不均質性により、シミュレーションが示すような連続的な侵食の進行とはならず、一時的に局所的な河床低下が進行するなどの間欠的な形態で侵食していることが考えられる。

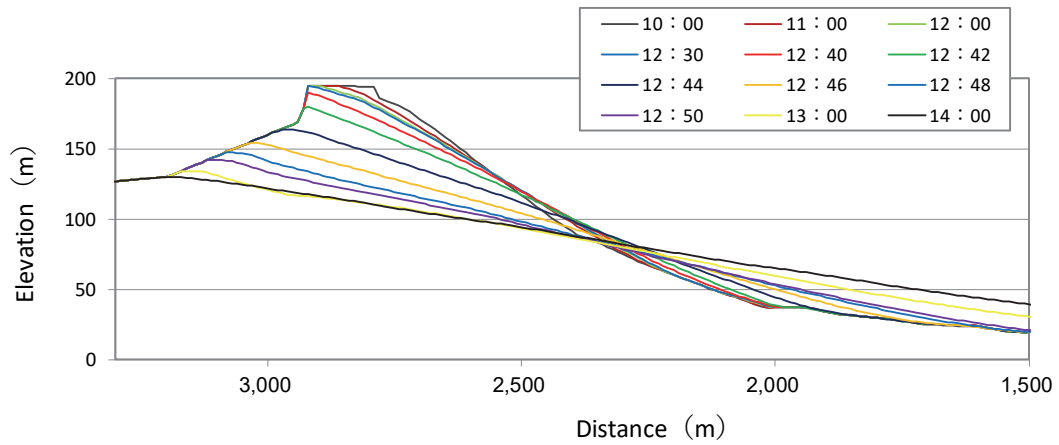
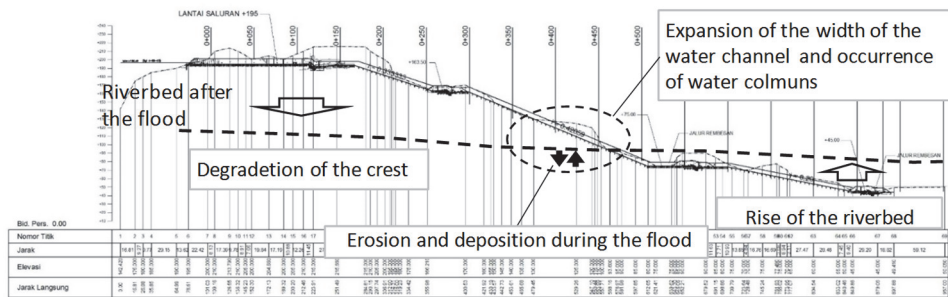


図-3.9 シミュレーションによる天然ダムの縦断形状の時間変化



Surface of the flood at 13:00 > Riverbed at 15:11 > Surface of the flood at 12:44

図-3.10 現地映像とシミュレーション結果の比較（縦断形状の変化）

3.4 決壊洪水発生過程に関する既往研究との比較

本研究では、現地映像による観察とシミュレーションにより天然ダム決壊洪水の発生過程に関わるいくつかの知見が得られた。ここでは、第2章において議論した内容も含めて、本研究で得られた結果と既往研究との比較を行う。

実験的研究においては、天然ダム水みちの発達過程として、縦方向の侵食とともに横方向の侵食が進み、次第に水みちが拡大していく過程が観察されている（例えば、高橋・中川，1993）。本研究においては、構造物の影響を受けているものの、2.2.3（2）で述べたとおり、同様の水みち発達プロセスを観察した。水みちの横方向への侵食に関しては、流水による側岸の侵食に加えて、縦断方向の侵食により、側岸斜面の安定が失われ、崩落が発生し拡大していく現象が実験により観察されている（小田ら，2006）。吉野ら（2013）は、このプロセスを定式化し、実際の事例から検証を行っている。本研究においては、越流侵食が進行していく過程で、水みち側岸の崩落によると考えられる大規模な水柱が連続的に発生していることが観察されており、既往研究を実際の現象により裏づけることができたと言える。

つぎに、越流決壊に伴う縦断形状の変化については、天端の河床低下に続いて、ダム下流で河床が大きく上昇していることを示す観察結果が得られた。里深ら（2007a）は、2005年宮崎県で形成された野々尾天然ダムを対象に行ったシミュレーションで、同様の結果を報告している。本章で行ったアンボン島天然ダムの事例においても同様であり、天然ダムの規模に関わらず、ここに示されたような縦断形状の変化となることが考えられる。このような傾向は、実験においても、同様の結果が報告されている（高橋・中川，1993）。一方で、本研究では、侵食により一旦低下した河床が、その後の堆積により再び上昇したことをうかがわせる観察結果が得られた。水柱の発生を伴う激しい侵食により、局所的に生じたことが考えられたが、このような現象は既往研究では確認されていない。縦断形状の変化は、シミュレーションで示されたような直線形状を保って進行するだけではなく、堤体材料の不均質性や、巨石の存在などの影響を受け、局所的な河床低下と堆積の発生など、間欠的な形態を伴いながら進んでいる可能性が考えられる。

決壊洪水と湛水位の関係についてみると、里深ら（2007c）による徳島県高磯山天然ダム決壊の再現計算では、湛水位の低下が天然ダム地点の河床低下より遅れて始まっており、その速度も緩やかであることを示す結果が得られており、本研究の結果と整合する。また、水路実験では、高橋・八木（1983）が行った実験において、越流侵食による流量と越流水深のピークが概ね一致している結果が示されている。これは、湛水位が高い状態のまま天端の侵食が進行したことによるものと考えられ、本研究で確認された傾向と調和的である。しかしながら、流量ピーク出現前に、徐々に湛水面標高が低下し始めることが示されている実験結果もあり（小田ら，2007）、天然ダムや湛水池の規模、越流開始幅の影響など、検討の余地も残されている。

以上を整理すると、表-3.3のとおりとなる。

表－3.3 本研究で得られた結果と既往研究の比較

本研究で確認された現象	記載箇所	既往研究	
		実験的研究	解析的研究（シミュレーションを含む）
水みちにおいて、縦方向の侵食とともに横方向の侵食が進行する	2. 3. 3 (2)	例えば、高橋・中川（1993）	例えば、里深ら（2007a）
水みち側岸斜面の崩落による侵食の進行	2. 3. 3 (2)	例えば、小田ら（2006）	吉野ら（2013）
天端河床の低下に続いて、ダム直下で河床が上昇する	2. 3. 3 (3) 3. 3. 1	高橋・中川（1993）	高橋・中川（1993） 里深ら（2007a）
局所的に、侵食により河床が一旦低下した後、土砂の堆積により再び上昇した	3. 3. 2	既往研究では確認されていない	
天端の河床低下に遅れて、湛水位が低下する	2. 3. 3 (4) 3. 3. 1	高橋・八木（1983） 小田ら（2007）※	里深ら（2007c）

※本研究と異なる結果

3. 5 結語

本章では、インドネシア・アンボン島で形成された天然ダムを対象に、天然ダムの越流侵食過程を再現する LADOF モデルと二次元氾濫計算を組み合わせたシミュレーションを行い、洪水発生の際の時間的経過や決壊後の縦断形状などを指標として、モデルの再現性を検証した。また、シミュレーションによる湛水位とダム堤体の地形形状の変化と、第 2 章で得られた現地映像による観察を比較し、決壊洪水の発生過程を議論した。さらに、映像により得られた観察結果と合わせて、既往研究による成果との比較を行った。

計算結果は、ピーク流量が $17,300\text{m}^3/\text{s}$ と非常に大規模なものであった。計算による洪水発生の際の時間的経過と決壊後の縦断形状、氾濫範囲と流動深等について、現地映像や計測から得られた結果を用いて検証を行った。その内容は、つぎのとおりである。

- (1) 洪水の立ち上がりから洪水ピーク、洪水が終了するまでの時間的経過は、映像により確認された時間と概ね整合しており、洪水の時間的経過がよく再現されていた。
- (2) 衛星 DEM から得られた天然ダム決壊前後の縦断形状と計算結果を比較したところ、ダム下流部分で若干の違いが見られたほかは、ほぼ一致していた。
- (3) LADOF モデルにより得られたハイドログラフを用いた二次元氾濫計算では、実績の氾濫範囲をよく再現するとともに、現地計測による最大流動深等とも概ね整合する結果が得られた。

これらより、モデルは洪水発生の際の時間経過とダム堤体の形状変化、下流域での氾濫の状況など、決壊洪水の特性をよく再現していると結論づけられる。これまで、実際の天然ダムが決壊した事例で、決壊前後の詳細な地形情報が得られているもの少なく、モデルの検証事例としては、岩手・宮城内陸地震に伴う比較的規模が小さいものに限られていた。本研究により、大規模な天然ダムにおいても、モデルの適用性が確かめられたと言える。また、本研究の事例では、天然ダム上に建設された構造物の影響を考える必要があったが、構造物設置区間の計算を、固定床から移動床に切り替える簡易な方法を用いることで、概ね良好な結果が得られた。

つぎに、シミュレーションより得られた天然ダムの地形形状と湛水位の時間変化について、現地映像との比較を行った。映像から推定された天端上流端の低下とそれに続く下流河道の河床上昇のタイミングは、シミュレーション結果とほぼ整合していた。湛水位の低下についても、シミュレーションを裏づける映像の判読結果が得られている。下流斜面上の水みち幅の計算結果は、側岸崩落を伴う水みちの間欠的な侵食は再現できていないものの、水みち幅の拡大が始まったタイミングは概ね整合的であった。シミュレーション結果は、天端の河床高や水みちの拡幅などの地形形状の変化と、湛水位の時間変化をよく再現しており、天然ダム天端と湛水位が低下を始めるタイミングや低下速度の違いにより、洪水流量が増大していくプロセスを視覚的に表している。

シミュレーションによる天然ダムの縦断形状の変化は、天端からその下方では侵食のみが発生している一方で、ダム下流端の近傍では堆積のみが生じており、ほぼ直線的な形状を保ったまま変化していた。こうした縦断侵食の形態は、他のシミュレーション事例においても、同様の結果が報告されている。それに対して、現地映像を詳細に観察すると、天然ダムの斜面下流端付近で一時的に河床が大きく下がった後、堆積により上昇したことをうかがわせる結果が得られた。その時間帯の前後には、大規模な水柱の発生を伴い水みちが急速に侵食されいく状況が観察されており、一時的な河床低下は、このような激しい侵食によりもたらされたことが考えられる。シミュレーションでは、このような局部的な縦断形状の変化は十分に再現されておらず、その原因として、ダム堤体を構成する材料の不均質性によることが挙げられる。このような堤体材料の不均質性やそれに伴う局所的な現象を再現することは、モデルの大きな課題の一つであると考えられる。

第2章における現地映像の観察から得られた結果も含めて、既往研究との比較を行ったところ、本研究の成果は、天然ダムの越流決壊過程に関わる既往の知見を裏づける内容となっていた。概要は、つぎのとおりである。

- (1) 既往の実験的研究によると、天然ダムの水みちは、縦方向の侵食とともに横方向の侵食が進み、次第に拡大していくとされている。また、横方向の侵食は、流水による側岸の侵食に加えて、縦断方向の侵食により側岸斜面の安定が失われ、崩落が発生することにより急速に進行していくことが指摘されている。本研究においては、縦横断方向の侵食を伴いながら水みちが発達していく状況や、水みち側岸の崩落によると考えられる大規模な水柱が連続的に発生していることが観察された。
- (2) 越流決壊に伴う縦断形状の変化については、天端の河床低下に続いて、ダム下流で河床が大きく上昇していることを示す観察結果が得られたが、LADOF モデルを用いたシミュレーション結果を裏づけるものであった。また、これらの結果は既往のシミュレーションや実験的研究と整合していた。ただし、現地映像からは、侵食により一旦低下した河床が、その後堆積により再び上昇したことを示唆する結果が得られた。このような局所的な河床低下を伴いながら、侵食が進行する現象は、既往研究や本研究におけるシミュレーションにおいても確認できていない。
- (3) 決壊洪水と湛水位の関係については、湛水位の低下が天然ダム地点の河床低下より遅れて始まっており、その速度も緩やかであることを示す結果が報告されている。本研究

においても、現地映像の観察とシミュレーションの両方で同様の結果が得られた。

本研究では、洪水ハイドログラフや決壊後の地形形状などとの比較に加えて、天端の河床や湛水位の低下の時間的経過など、決壊洪水が発生していく過程についても、映像との比較検証を行うことができた。天然ダムの地形形状の変化やそれに伴う湛水位の低下は、洪水のピーク流量や総流出量を支配する要因であり、それらの時間変化を実際の現象と対比することができた意義は非常に大きいと考える。堤体の侵食速度などを直接検証することは出来ていないが、地形変化が始まるタイミングなどが確認されたことで、シミュレーションから得られる堤体の侵食速度などの物理量が、ある程度の精度で議論できることが示唆された。現地調査により堤体材料の物性に関わるデータが蓄積され、シミュレーションによる堤体の侵食速度などの定量的な指標と比較検証することが可能となれば、モデルの精度向上に大きく貢献できることが期待される。

引用文献

- Costa, J.E. (1985) : Floods from dam failures, U. S. Geological Survey, Open File Report 85-560, pp. 54
- 江頭進治・芦田和男・佐々木浩 (1988) : 土石流の流動機構, 第 32 回水理講演会論文集, p. 485 - 490
- 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭 (1997) : 掃流砂量に関する力学的解釈, 水工学論文集, Vol. 41, p. 789 - 794
- Fan, X., Tang, C. X., van Westen, C. J. and Alkema, D. (2012) : Simulating dam-breach flood scenarios of the Tanjianshan landslide dam induced by the Wenchuan Earthquake, Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 12, p. 3031 - 3044
- Fread, D. L. (1988) : BREACH: an erosion model for earth dam failures, US National Weather Service, pp. 35
- 小田晃・水山高久・長谷川祐治 (2007) : 天然ダム決壊の模型実験, 砂防学会誌, Vol. 60, No. 2, p. 33 - 38
- 小田晃・水山高久・長谷川祐治・森俊勇・川田孝信 (2006) : 天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 1, p. 29 - 34
- 里深好文・吉野弘佑・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森俊勇 (2007a) : 天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究, 水工学論文集, Vol. 51, p. 901 - 906
- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・水山高久 (2007b) : 天然ダムの決壊時のピーク流量推定に関する一考察, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 6, p. 55 - 59
- 里深好文・吉野弘佑・小川紀一郎・森俊勇・水山高久・高濱淳一郎 (2007c) : 高磯山天然ダム決壊時に発生した洪水の再現, 砂防学会誌, Vol. 59, No. 6, p. 32 - 37
- 清水武志・内田太郎・山越隆雄・石塚忠範 (2012) : 天然ダムによる土石流想定範囲計算システム(QUAD-L)の開発と 2011 年台風 12 号災害による適用, 土木技術資料, Vol. 54, No.

10, p. 14 - 17

高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘 (2000) : 土石流から掃流状集合流動に遷移する流れの解析法に関する研究, 水工学論文集, Vol. 44, p. 683 - 686

高橋保・中川 一 (1993) : 天然ダムの越流決壊 によって形成される洪水 ・土石流のハイドログラフ, 水工学論文集, Vol. 37, p. 699 - 704

高橋保・八木秀樹 (1983) : 土石流の流量予測, 京大防災研究所年報, Vol. 26, No. B-2, p. 329 - 351

高岡広樹 (2006) : 高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究, 九州大学学位論文, p. 7 - 23

田村圭司・内田太郎・吉野弘祐 (2010) : 岩手宮城内陸地震で発生した天然ダムの越流侵食状況の数値シミュレーション, 土木技術資料, Vol. 52, No. 2, p. 6 - 9

吉野弘祐・内田太郎・石塚忠範・水山高久 (2013) : 天然ダム越流侵食時に形成される水みちの発達過程に関する研究, 砂防学会誌, Vol. 66, No. 2, p. 3 - 9

第4章 大規模天然ダム形成時の応急対応

4.1 概説

近年、天然ダム形成時の対応についての考え方が体系的に議論されるようになり、また、2004年中越地震、2008年岩手・宮城内陸地震、2011年紀伊半島大水害により形成された天然ダムへの対応を通じて、さまざまな課題に対する知見の蓄積が進んできた。

天然ダム災害に対する応急対応を行っていく上で、考慮すべき重要な点として、越流決壊までの時間的猶予が少ないことが挙げられる。田畑ら（2002）は、天然ダムの継続時間（ダム形成から決壊に至るまでの時間）について、国内外の事例を整理している。これによると、決壊に至っていないものや開削されたものなどを除いた52例のうち、概ね12日以内に決壊したものは、半数を超える29例を占めている。このため、天然ダム形成後直ちに緊急的な調査を行い、警戒避難に必要な被害範囲と決壊時期の予測を、できるだけ速やかに周知することが必要となる。この際、初動の段階では、短時間に簡便な方法で得られる情報により予測を行い、その後より詳細な調査結果にもとづき、段階的に予測の精度を高めていく対応が求められる。紀伊半島大水害では、このような考え方を踏まえて、「土砂災害警戒区域等における土砂災害対策の推進に関する法律」にもとづく緊急調査が実施され、被害が想定される区域と越流開始時期の予測が自治体等に周知された（石塚ら、2012）。

一方で、天然ダムに対する警戒避難に関しては、情報伝達や避難行動と言った観点から、検証がなされた研究はほとんどない。千葉ら（2007）は、2005年宮崎県の野々尾天然ダム決壊において、急激な水位上昇等の異常の検知と情報伝達、それらを受けた自治体、住民等の対応について実態を報告している。ただし、天然ダムが形成された出水中の夜間に決壊した事例であり、予め警戒避難のための対応がとられていたものではない。2008年の中国唐家山天然ダムでは、下流の110万人の住民を決壊洪水から守るため、排水路の建設が行われているが、警戒避難の実態等について言及した研究事例は見受けられない。中越地震以降の、近年の国内の事例においても同様である。天然ダム決壊による被害の特徴の一つとして、決壊洪水の規模やダム下流の地形によっては、天然ダムから遠く離れた広域にまで及ぶことが挙げられる。たとえば、1889年の明治十津川災害では、下流の和歌山県新宮市で死者50人の被害がもたらされているが（田畑ら、2001）、奈良・和歌山県境からはおよそ50kmの距離がある。このような距離が遠く離れた場所における事象に対して、住民が危険性を認識し迅速な避難行動につなげられるのか、あるいは情報伝達における課題は何かと言った点についての知見は全くないと言ってよい。また、避難が長期間に及ぶ場合、広域にわたって、社会生活や経済に大きな影響を及ぼすことになる。災害の危険性に関する情報と住民の避難行動との関係や、広域にわたる地域を対象とした情報伝達、避難が地域の生活、経済等へ及ぼす影響などを検証することは、被害範囲や決壊時期の予測精度向上とともに重要な課題と言える。

つぎに、中越地震以降に形成された天然ダムについて、対策工の概要を整理すると、表-4.1のとおりである。まず、次期出水期などを期限として、越流侵食を防止し当面の安全確保を図る緊急対策があり、ほとんどの天然ダムで仮排水路が設置されている。続いて、

恒久対策としては、計画規模の流量を安全に流下させるための排水路のほか、土砂流出による被害の防止を目的とした砂防堰堤等が建設されている。排水路は、勾配が急な斜面上に設置されることから、砂防堰堤や床固工群等と一体となった構造により安定が図られている。特に、ダム高が大きく急斜面上に設置される排水路では、天然ダム下流端脚部の洗堀を防止することが重要であり、模型実験等の結果も踏まえて、減勢工の構造が検討された例もある（桜井，2015）。一方、こうした対策に要した時間に着目してみると、緊急対策である仮排水路の建設には、中越地震、岩手・宮城内陸地震の例で2～3ヶ月、紀伊半島大水害では8～9ヶ月を要している。これに対して、第一章で述べたとおり、概ね12日から4ヶ月以内に決壊したものが16例ある。紀伊半島大水害で形成されたような大規模天然ダムの場合、緊急対策の完了までに越流決壊に至ることが想定される。したがって、より短期間で施工が可能で、ピーク流量の低減などの減災効果を有する対策施設を建設することは、初動期の被害の回避、軽減を図る上で有効と考えられる。そのような施設が先行して建設されていれば、仮排水路等が施工途中で越流に至った場合でも、機能を発揮することが期待できる。このようなリスク低減の観点に着目した研究としては、天然ダム下流斜面にブロックを敷き並べた対策を検討した水野・小山内（2010）や、施工中の越流を想定して排水路の配置と侵食抑制効果を検討した梶ら（2014）の水路実験がある。梶らの実験では、排水路を天然ダムの下流斜面の上部と下部に配置した検討で、いずれも流量ピークの遅延効果が認められた一方で、斜面上部に配置したケースでは、排水路が無い場合と比較して、逆にピーク流量が大きくなったことが報告されている。排水路が保持されている間、湛水位が実験開始の状態に維持されるのに対して、排水路の下方では侵食が進み、排水路の流出とともに堤体の侵食が急激に進んだとされている。水野・小山内の例では、ピーク流量の低減やピーク発生の遅延が認められる結果が示されているが、このような実験的研究の成果が実際に適用された事例はまだ無く、効果の再現性や実行性など点で課題が残されている。実験にとどまらず、さまざまな観点から知見の蓄積を進めるとともに、その適用性を検証していくことが必要である。

インドネシア・アンボン島における天然ダムの発生に際しては、被害の回避に向け、日本から、技術的助言とともに観測体制の強化や住民啓発活動への支援が実施された。これらを踏まえ、インドネシア政府は、観測体制の整備や警戒避難基準の設定などのソフト対策と、排水路の建設などの対策を進めた。天然ダム決壊により大きな被害を被ったが、これまで述べてきたように、人的被害は最小限に抑えられた。

本章では、天然ダム形成以降に、インドネシア政府により実施された警戒避難とハード対策の概要を調査するとともに、関係者へのインタビューから得られた災害発生直前の関係機関の対応や、住民の行動などを整理する。また、決壊時に建設途中であった排水路が果たした機能を、LADOFモデルを用いて検証する。それらを踏まえ、大規模な災害から人的被害を回避できた要因を考察するとともに、大規模天然ダムが形成された際の応急対応について、今後の課題等についてとりまとめる。

表－4.1 近年形成された天然ダム対策の概要

	緊急対策	恒久対策
中越地震	ポンプ排水，仮排水路 仮設堰堤，仮設排水管	砂防堰堤，護岸工
岩手・宮城内陸地震	ポンプ排水，仮排水路 緊急除石	排水路，溪流保全工
紀伊半島大水害	仮排水路	天端切り下げ，排水路 暗渠排水管，砂防堰堤 床固工群，溪流保全工

4.2 アンボン島天然ダムへの対策と警戒避難の実態，課題

4.2.1 インドネシア関係機関の対応と日本の支援

(1) 応急対応の概要

天然ダム形成から約 2 ヶ月が経過した 2012 年 9 月，インドネシア政府からの要請にもとづき，著者は JICA 調査団の一員として，現地に派遣される機会を得た。インドネシア公共事業省と共同で，以下の項目について現地調査を実施した。

- a) 気象条件，b) 天然ダム堤体の状況，c) 湛水位の変動と漏水の状況，
- d) 下流河道の地形条件，e) 下流保全対象の状況と社会的条件

また，調査結果をもとに，表－4.2 に示される (1) から (6) の項目について，地元のマルク州の防災担当者や公共事業省水資源総局関係者に対して技術的助言を行った。

日本からの助言を受けて，表－4.2 に示される対策が段階的に実行に移された。観測や施設整備に関わる対策を公共事業省マルク水資源事務所が，緊急対応や住民の警戒避難に関わる対策をマルク州及び中央マルク県地方防災事務局がそれぞれ担当した。2012 年 12 月には，関係機関が一同に会した調整会議が開催され，緊急対応計画（Emergency Response Plan）とともに，マルク州知事をトップとする指揮命令系統や現地対策本部を開設することなどが決定された。緊急対応計画は，1) プロジェクトの概要，2) 緊急事態への対応，3) 想定危険区域，4) 避難所と早期警報システム，5) 緊急通報の伝達体制，6) 資機材と輸送体制，7) 緊急体制の終了判断，8) 訓練と住民啓発の各章から構成されている。この中で，天然ダムの湛水位などにもとづく警戒避難基準が定められているほか（表－4.3），想定被害区域と避難計画が記されたハザードマップが作成されている（図－4.1）。また，2013 年 2 月には，軍，警察を含む関係機関と住民が参加して，大規模な防災訓練が実施された。緊急体制の立ち上げと警戒避難に関わる対策と並行して，対策工についての検討が進められ，越流水を安全に流下させるための排水路が計画された（図－4.2）。

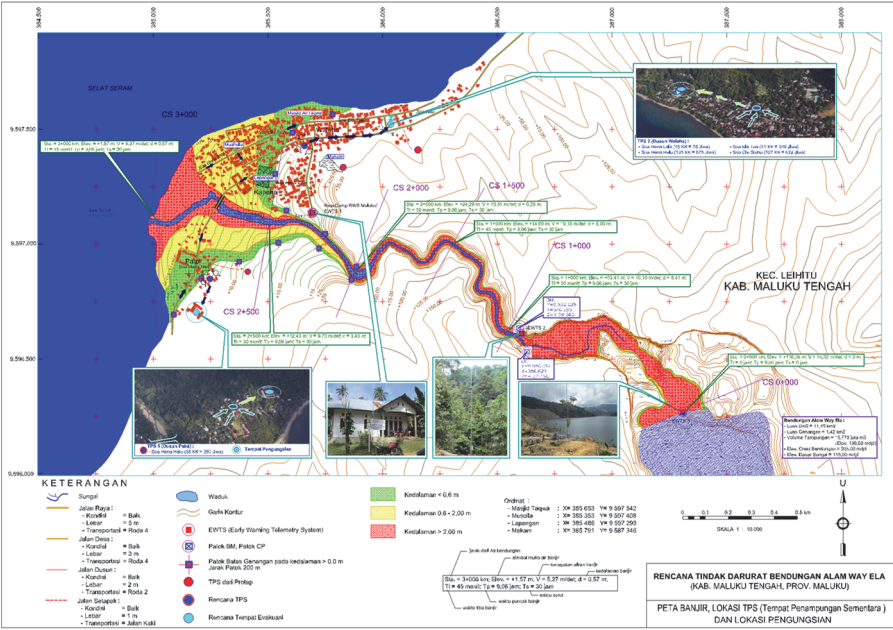
これらの対策が実施されるにあたり，インドネシア側関係者には，天然ダム災害に関する経験や知識などは全く無かったと言ってよい。このため，技術的助言の説明，協議に際して，天然ダム決壊洪水の特性など，その技術的背景の説明から行うこととし，天然ダム決壊洪水を再現した CG 映像を活用した。CG 映像は，国土交通省北陸地方整備局が作成したもので，1858 年の飛越地震に伴う鳶崩れによる天然ダムの形成と越流決壊の様子が再現されており，天然ダム災害の特性が視覚的に理解できる内容となっている（図－4.3）。

表－4.2 日本から行われた技術的助言とインドネシア関係機関による対応

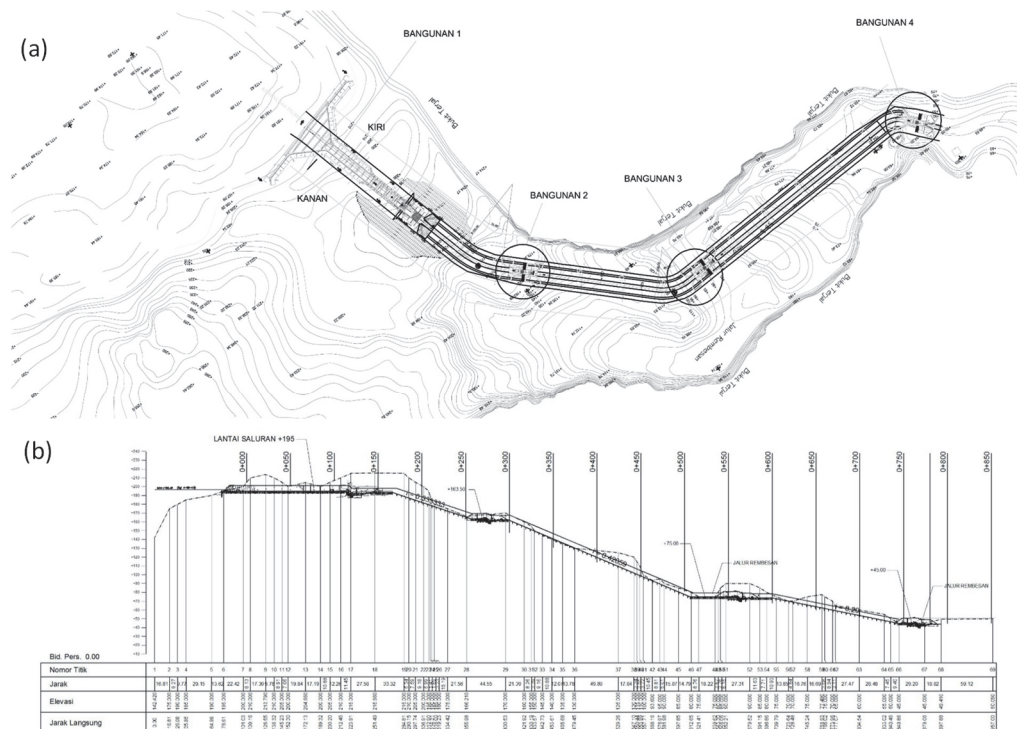
日本からの技術的助言	インドネシア関係機関による対応	
	実施項目	実施主体
(1) 監視体制の構築	(天然ダム周辺)	
(2) ダム堤体の安定解析	現地測量・調査	マルク水資源事務所
(3) 警戒避難基準の設定	ポンプ排水	水資源研究所
(4) 警戒避難体制の構築	排水路工建設	
(5) 対策工の整備	観測機器設置・情報伝達	
(6) 観測結果の対策への反映	緊急対応計画作成 (Emergency Response Plan)	
	(ネグリ・リマ村周辺)	
	警戒避難体制構築	マルク地方防災事務所
	緊急避難路・避難場所・案内板設置	NGO
	災害情報センター設置	住民
	住民啓発	
	防災訓練	
	巡視・点検	

表－4.3 警戒避難基準

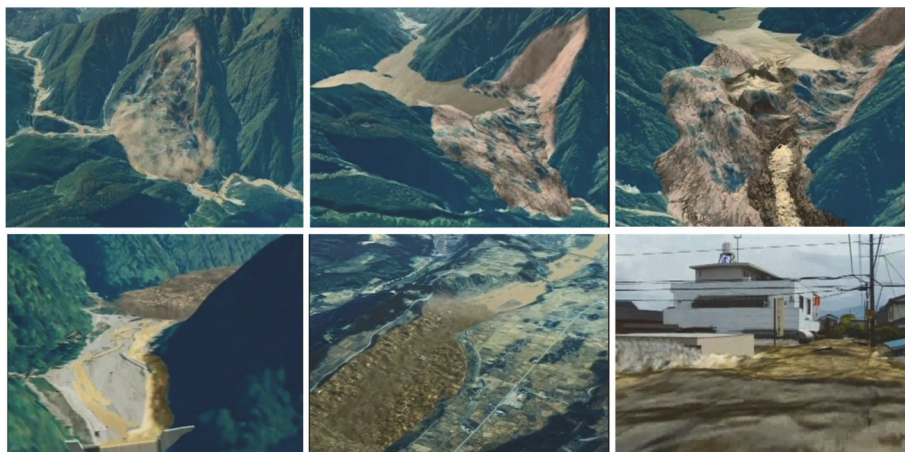
警戒レベル	湛水位(Elevation)	時間雨量	河川水位
注意(WASPADA)	+188	20 mm/ hour	-
準備(SIAGA)	+189	40 mm/ hour	-
警戒(AWAS)	+191	60 mm/ hour	0.75 m



図－4.1 ハザードマップ



図－4.2 排水路の平面図と縦断図（再掲）

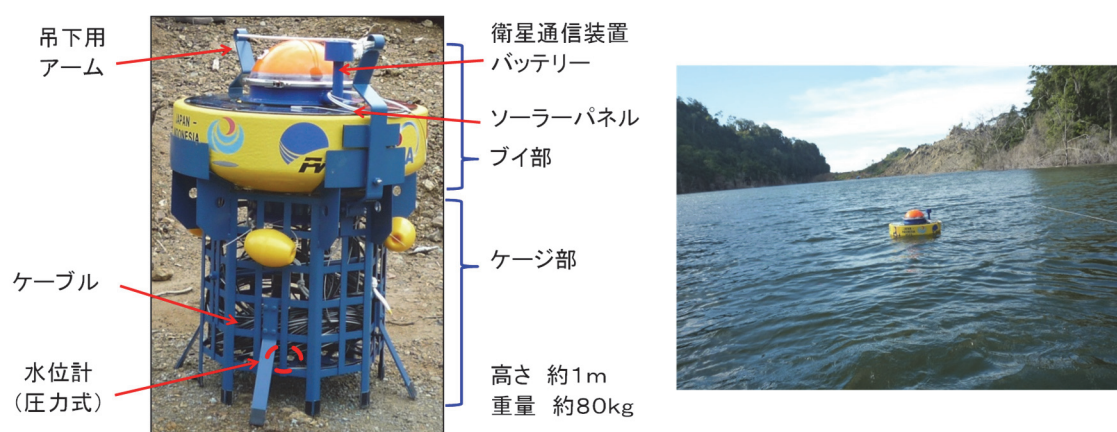


図－4.3 天然ダム決壊洪水の CG 映像（国土交通省北陸地方整備局）

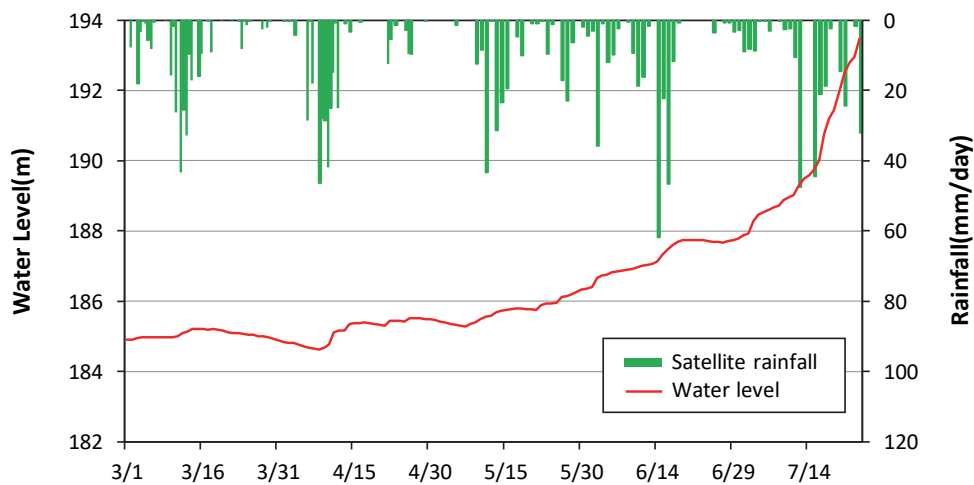
(2) 水位観測ブイによる観測体制の強化

天然ダムの越流決壊による災害を回避する上で、湛水位は最も重要な監視項目であると言ってよい。水位観測は、日本からの助言にしたがい、目視とテレメータによる観測体制がとられていた。しかしながら、大規模な天然ダム湛水池の直下に多くの住民が生活をしている状況を考慮し、土木研究所が開発した水位観測ブイを用いて、観測体制の強化が図られた。目視による観測が夜間や豪雨時に危険を伴うことや、観測機器の故障等も考慮して、観測の多重化により信頼性の高い体制とすることを意図している。観測は、土木研究所、インドネシア公共事業省水資源総局、同水資源研究所の三者で協定を締結し共同で実施された。

水位観測ブイは、湛水池の湖底まで沈み圧力式水位計で水深を計測するケージ部と、ケージ部とケーブルで結ばれ水面上に浮くブイ部から成る。ブイ部にはバッテリー、衛星通信装置が搭載されており、計測された水位データは、衛星携帯回線を通じて伝送が可能である（図－4.4）。2008年岩手・宮城内陸地震において、湛水位の観測開始までに時間を要したことから、ヘリコプターにより上空から投下し、遠隔地でも迅速な観測を行うことを目的として、土木研究所により開発されたものである。2011年紀伊半島大水害において、複数の天然ダムの監視に活用された実績がある（山越ら、2013）。水位観測ブイを設置するにあたって、ヘリコプターの確保、運用が困難であったため、ボートと竹製の筏を用いて投下地点まで運搬し、人力で投下した。水位観測は2013年3月1日より開始され、天然ダムの決壊まで継続して行われた。水位データはインドネシア公共事業省、土木研究所などに伝送され、関係者によりリアルタイムで監視が行われた。観測開始から、決壊までの湛水位の経過を図－4.5に示す。湛水位は、2013年の5月以降、徐々に上昇を続けていたが、6月末から急速な上昇に転じ、7月24日に満水に達した。



図－4.4 土研式水位観測ブイ



図－4.5 湛水位の観測結果（2013.3 ～ 2013.7）（再掲）

（3）警戒避難体制強化への支援

自然災害から人的被害を回避する上では、避難の必要性や実施方法、災害現象などに対する住民の理解が鍵となる。このような観点から、日本大使館による草の根無償資金協力「マルク州アンボン島ネグリ・リマ村における防災意識及び対応能力向上プログラム（Raising Disaster Awareness and Capacity of Community in Desa Negeri Lima and Ambon, Makuku）」が採択され、実行に移された。公募により選ばれた NGO と協同して、住民意識の調査等が行われ、この結果を踏まえてプログラムの内容が検討された。プログラムは、天然ダム下流のネグリ・リマ村と島内の他の 1 地区を加えて、2013 年 4 月から 2014 年 3 月の一年間にわたって実施された。プログラムは、住民参加による防災自己点検、点検にもとづくアクションプラン作成とプランの実行の 3 つのフェーズで構成されている。防災自己点検では、災害に対する脆弱性と対応能力に関する評価が行われ、住民の天然ダム災害のリスクに対する理解不足や、防災活動を担う人材ならびに行政、NGO、住民間の意思疎通が不足していることなどの課題が把握された。点検にもとづいて、表－4.4 の項目からなる住民防災アクションプランが作成され、住民代表から成る地区毎の災害対応チームが主体となって、さまざまな活動が展開された。いくつかの例を挙げると、行政機関が作成したハザードマップが住民の視点から見直され、道幅が狭く高齢者等の通行が危険な避難路を別ルートに変更するなど、現地の状況を踏まえた住民参加型のマップへと改善が図られている。また、雨季においても高齢者等が容易に通行できるように、避難路の簡易舗装が行われた。住民の災害現象への理解不足を解決するための手段としては、啓発活動において、日本から提供された天然ダム決壊の CG 映像が活用された。これらの活動の状況を、図－4.6 に示す。

表－4.4 住民防災アクションプランの項目

施設整備		ソフト対策
1. サイレン設置	3 基	1. 災害応急チームの編成（各地区毎）
2. 避難路修復	3 箇所	2. 災害応急チームへの訓練の実施
3. 避難用案内板設置	6 基	3. 地域への教育活動
4. 災害情報センター開設		4. 広報
5. 導流堤建設	2 km	5. 避難訓練の実施



避難路の整備



避難誘導看板



住民啓発活動



掲示版による情報提供

図－4.6 住民防災アクションプランによる活動

4.2.2 現地の災害対応に関するヒアリング

インドネシア関係機関により行われた対応や日本側からの支援が、住民や現地関係者にどのように受け止められ、避難行動につながられたのかを明らかにするため、ヒアリング調査を実施した。ヒアリングは、住民啓発プログラムの NGO チームリーダーを努めていた Alif Ferdian 氏に対して行った。氏は、事前の住民啓発活動において、中心的な役割を果たすとともに、天然ダム決壊に際して、住民避難の指揮、誘導にあたる村長を補佐する役割も担っていた。ヒアリングは、2014 年 9 月インドネシア国家防災庁において面談により実施し、住民啓発活動における住民の様子、決壊直前の関係機関及び住民の対応や避難の実態などについて聞き取りを行った。ヒアリング結果の要約は、以下のとおりである。

(1) 天然ダム決壊洪水に対する住民の理解

- a) 住民への啓発活動は、NGO とマルク州及び中央マルク県地方防災事務局（BPBD）が中心となり実施した。住民との相互のやり取りを活用したソーシャル・マーケティングにより課題を把握し、日本から提供された天然ダム決壊の CG 映像と避難訓練時に撮影したビデオ映像を使用して、住民への周知啓発を行った。
- b) 防災訓練が実施された 2013 年 2 月の時点では、天然ダムが決壊することを信じない者もいたが、NGO をはじめとする関係者の啓発活動により、住民の理解が得られるようになった。日本から提供された CG 映像は、天然ダムの危険性についての理解を促す上で非常に有効であった。

(2) 警戒避難基準に対する住民の理解と水位観測結果の伝達方法

- a) 警戒避難基準ごとの行動内容を、ビデオ映像を用いて住民に説明し理解を得た。
- b) 水位観測は、公共事業省マルク水資源事務所（BWS）が設置したテレメータによる観測システムと目視観測、水位観測ブイの 3 つの方法が併用され実施されていた。テレメータ・システムは機器の故障が度々あり、また荒天時には目視観測は困難であったため、水位観測ブイによる観測が最も信頼できた。
- c) BWS の現地事務所に、観測ノートが置いてあり、そこから水位情報を入手して、一日二回、ホワイトボードにより住民に伝達した。7 月以降は、ジャカルタにいる国家防災庁担当者から、水位観測ブイによる水位情報の連絡を直接受けていた。

(3) 警戒水位到達後の関係機関、住民の対応

- a) 決壊 7 日前の 7 月 18 日に、天然ダムの湛水位が警戒水位（AWAS）に到達した。関係機関（現地対策本部構成員、NGO、住民代表）による調整会議が開かれ、決壊予想日の説明や監視体制の強化、BPBD の体制強化、避難キャンプの近隣への移設、情報伝達体制の見直し、赤十字の招集、村長への現地指揮の委譲などが決定された。
- b) 水位情報はホワイトボードへの掲示のほか、直接 NGO から住民に伝えられることとなり、村長から直接屋外スピーカーを通じた呼びかけなども行われた。

(4) 住民の避難行動

- a) 村は 5 地区 (Henahelu, Alatua, Ulasihyu, Handale, Nau) に分かれており、このうち川沿いの Henahelu, Alatua, Ulasihyu の 3 地区 (人口約 1,600 人) が特に危険な区域である。
- b) 川沿いの 3 つの地区では天然ダム形成後から、夜は高台で寝起きをして、昼間は自宅に戻る生活をする住民が出始め、徐々にその数が増えていった。2013 年 2 月時点で 12 世帯、7 月時点では、約 2 割の住民が高台に避難用住宅を建設していた。その他の住民にも、昼間なるべく自宅に戻らないよう働きかけは行っていた。3 地区の住民のうち、決壊前日の夜、村内に残っていたのは 2 割程度である。
- c) 決壊当日の 25 日早朝 3 時にサイレンが鳴った。大雨の最中であり、避難を行うことも難しく、残っていた住民はパニックに陥っていた。サイレンは、朝から昼にかけて続いた。3 地区以外の住民は、天然ダムに変状が出始めた朝 9 時から 10 時頃にかけて避難を始める者が多かった。
- d) NGO などにより、避難状況の確認が行われた後、軍などが警備し村への立ち入りが制限された。その後は、若者を中心に住民の一部が村に留まり状況を見守った。

(5) その他

- a) 行政機関が行った住民啓発は行き届かない点もあったが、NGO がそれを補う役割を果たすことが出来た。BWS と BPBD の活動には、やや連携に欠ける点もあった。
- b) 天然ダムの水位を基準とする警戒避難体制は非常に分かりやすかったが、それを機能させる上では、住民の意識と避難を実行に移すためのロジスティクスが重要である。日本からの助言は的確であり、提供された機器もすばらしかったが、それを受け入れるインドネシア側の体制が重要である。

4.2.3 考察

(1) 災害に対する認識と情報の共有

自然災害から人的被害を回避する上で、避難を判断するために必要な情報の収集と伝達、避難の必要性に対する住民の理解は大きな鍵であり、そのためには、関係者が災害現象そのものや、対策の考え方に対する共通の認識を持ち取り組んでいくことが重要である。インドネシアでは天然ダム対策についての経験が無いことも考慮し、技術的助言をインドネシア側カウンターパートに説明、協議を進める過程において、天然ダム決壊の CG 映像も活用しながら、関係者の理解と認識の共有を図った。これらを踏まえ、応急対応のための体制の立ち上げ、緊急対応計画 (RTD) の策定と大規模避難訓練の実施、日本の草の根無償資金協力も活用した住民レベルでの防災体制の強化へと、被害の回避に向けた取り組みが着実に進められている。一方、災害の切迫性の指標となる水位情報については、目視による観測から始まり、テレメータ・システムの導入、さらに水位観測ブイを用いた観測へと、段階的に観測体制の強化が図られた。

ヒアリング調査によれば、警戒水位到達後には、監視体制の強化など警戒レベルを引き

上げる対応が現地関係機関により行われており、川沿いの危険な地区では、多くの住民が、決壊前日までには避難を行っていた。また、水位情報が NGO を通じて住民に伝達される仕組みが作られていたことも確認できた。これらのことは、公共事業省により作成された警戒避難基準と合わせて、水位情報が緊急対応計画 (RTD) を運用する上での指標として、適切に活用されていたことを示している。水位上昇が加速した 7 月に入ってから、水位観測ブイによる観測情報は、衛星回線を通じてジャカルタでモニターされ、村長の補助的な役割をしていた NGO 代表者にも直接伝えられていた。決壊前 10 日間の水位上昇の状況は、図-4.7 のとおりであるが、水位情報が確実に現地関係者に伝達、共有されており、必要な判断や行動がなされる上で、水位観測ブイが重要な役割を担っていたと考えられる。

一方で、住民の避難行動について見ると、川沿いの危険な地区では、高台への住宅確保なども含めた事前の避難がなされていたのに対して、それ以外の地区では、排水路の倒壊などの現象が発生してから避難行動がとられており、対応が分かれた。決壊当日の住民の行動については、清水ら (2014) が、避難グループのリーダーへインタビューを行っており、各リーダーが事態の推移を注視しながら避難開始の判断を行ったことを報告している。避難の状況は、第 2 章で使用したビデオ映像にも記録されているが、映像を見る限りでは大きな混乱もなく、整然と避難が行われている様子が確認できる。このような行動は、災害をもたらす現象の特性と被害の回避に必要な対応について、住民の間に共通の認識が持たれていたことが伺えるものであり、多数の機関と関係者が協力した活動の成果と言える。

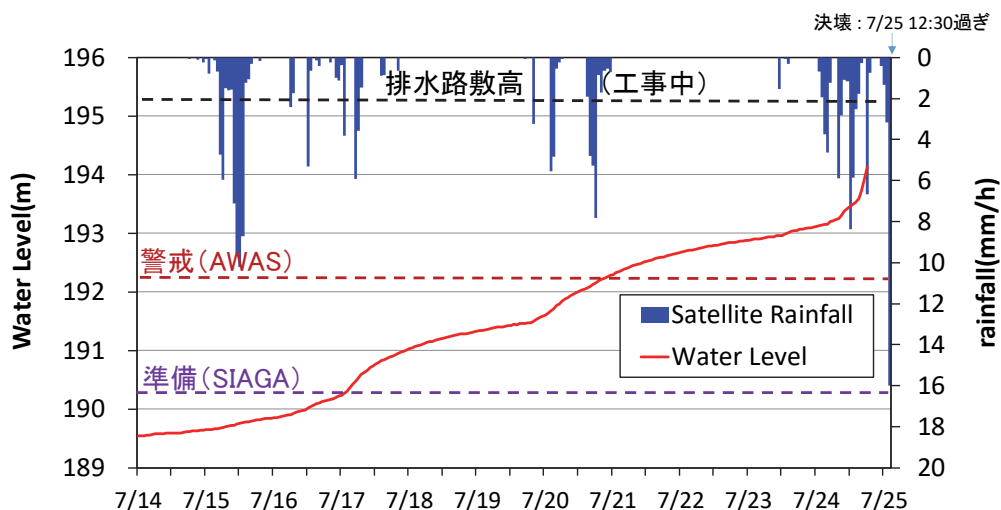
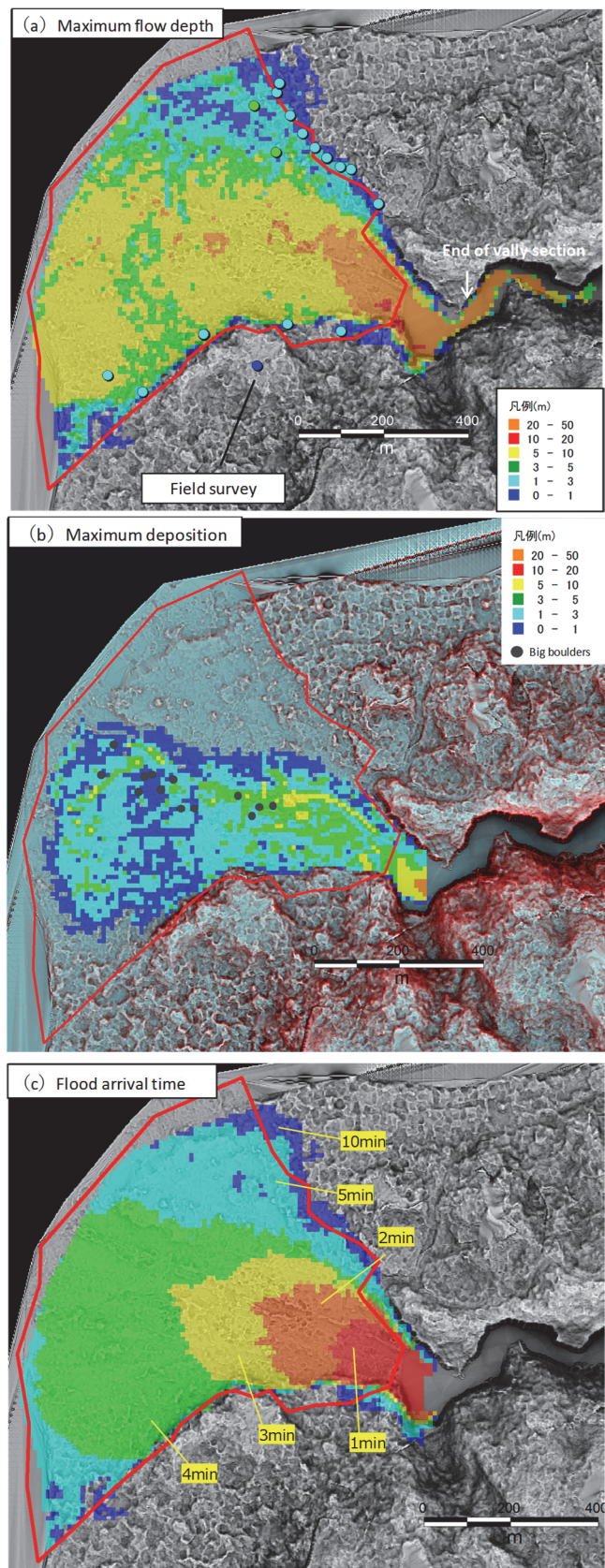


図-4.7 天然ダム決壊前の湛水位の上昇

(2) シミュレーションから見た警戒避難の評価

第3章で実施したシミュレーションによる氾濫区域内の最大流動深と土砂の堆積深、氾濫到達時間の分布を、図-4.8に示す。水深と土砂の堆積深が大きい範囲、氾濫到達の早い範囲は、ともに扇状地の南側にやや偏っており、それぞれ旧河道に沿う形で分布している。前述したように、川沿いに居住する住民の間では、天然ダム形成から早い段階で、夜間滞在用の住居を建設するなどの行動が見られ、啓発活動の展開とともに、そうした動きは広がっていった。また、これらの地区の大部分の住民は、天然ダムが決壊する前日までには、避難を行っていた。地理的な感覚やインドネシア側で事前に作成されていたハザードマップなどの情報から、住民自らやコミュニティグループで被災の危険性と、とるべき行動が判断されていたと推察される。村内における各地区の位置的關係は把握できていないが、相対的に重大な被害を受ける可能性が高いエリアを中心として、より安全側の防災行動がとられていたと言える。しかしながら、天然ダムから保全対象までの距離は2kmとわずかであり、想定被害区域内で、計算上の氾濫到達時間には大きな差が見られなかったほか、氾濫範囲にある家屋、建物はほぼ流出していた。こうした点を考慮すると、シミュレーションにより被害が想定された範囲とその周辺については、全ての住民が事前の避難が必要であったと考えられ、その点は課題である。

本研究の事例では、保全対象や海岸までの距離が短かったことから、被害は扇状地上に限られ、想定される被害の程度や急迫性が、区域内で大きく異なることは無かった。しかしながら、天然ダム下流の地形等により、想定被害範囲が広域に及ぶ場合は、場所によって洪水到達時間や想定される被害の程度が大きく異なると考えられる。本事例で見られた住民の対応は、想定される被害の程度や切迫性を段階的に評価し、それに応じたきめ細かな災害対応を行うことの合理性を示唆している。



* 図中の赤線は実績の氾濫範囲

図-4.8 シミュレーション結果（再掲）

(3) 大規模天然ダムへの対応における課題

住民にとって身体的精神的な負担を伴う避難行動を促すためには、災害現象についての正しい理解と、災害発生 of 切迫性が出来るだけ分かりやすく示されることが必要である。本研究の事例は、いくつかの課題はあるものの、これらの点で大きな成果が上げられていたと言える。ただし、天然ダムと保全対象が近接しているほか、形成から決壊に至るまでには、およそ 1 年間の時間的猶予があった。このため、住民啓発活動などの取り組みを着実に実施する時間があり、また災害の切迫性を理解しやすい地理的環境にあったと言える。繰り返し述べてきたように、一般に、天然ダムの災害対応には時間的余裕がない場合が多く、特に大規模な天然ダムで避難対象が広域に及ぶ場合には、短期間に多数の住民を確実に避難させるための方策が必要となる。アンボン島の例でも見られたように、避難の必要性について理解を得るには、CG 映像のような災害特性を視覚的に説明できる素材を活用することが効果的と考えられる。また、湛水位等の災害発生 of 切迫性に関わる情報についても、いくつかの手段により住民に情報が伝えられる試みがなされていた。住民の行動を促す上で、こうした情報が直接伝達されることは非常に重要であり、時間的猶予がない中、対象地域が広域に及ぶ場合には、マスメディア等の協力も得て、映像や情報を繰り返し流すなどの対応が必要と考えられる。

また、避難を長期間にわたって行うことは、対象となった住民の精神的、経済的な負担が大きだけでなく、地域の社会経済に大きな影響をもたらすことになる。特に、対象が広域に及ぶ場合は、その影響はさらに広範囲に及ぶことも想定される。紀伊半島大水害の事例では、災害対策基本法にもとづく警戒区域の指定がなされ、一部の地区では強制的に立ち入りが制限された。立ち入りの制限は約 5 か月に及び、また避難についても、最も長期間にわたった地区では、緊急対策工事が終了するまで間、2 年半の避難生活が続けられていた。大規模天然ダムが形成され、被害想定区域が広域に及ぶ場合、人命の安全を最優先に考えることが前提ではあるが、地域の社会経済への影響の大きさを考慮した現実的な対応も必要と考えられる。シミュレーションにより、想定される被害の程度や洪水到達時間などを指標として危険性の度合いを区分した上で、湛水位に応じた切迫性の評価や洪水到達時間などと合わせて、きめ細かな避難計画、緊急対応計画を作成することなどの対応を考えておく必要がある。

4.3 排水路工の効果と検証

4.3.1 研究方法

建設途中であった天端排水路と減勢工の効果について、LADOF モデルを用いたシミュレーションにより検証を行った。計算における施設の評価は、第3章と同様に、施設が存在する部分を固定床として、構造物が侵食を抑制する効果を考慮した。第3章では、天端排水路の影響のみを考慮し、排水路の脚部で侵食が一定量進行した後、全区間を移動床とする計算を行った。それに対して、本章では洪水規模の予測に加えて、施設の影響を見ることを目的とするため、施設の倒壊条件を考慮した計算を行った。施設が倒壊する条件として、図-4.9で示されるような考え方にもとづき、施設の1断面下流の河床低下量が、限界洗堀深 H_c を上回った場合に施設が倒壊することとし、それ以降の計算を移動床として行った。限界洗堀深の設定は、吉野ら（2013）が提案した側岸崩落による天然ダム水みちの拡幅の考え方を応用した。図-4.10（a）は、吉野らの水みち拡幅モデルを構造物脚部の洗堀に置き換えたもので、侵食により河床が低下し、構造物底版の下部の土塊が崩落することを想定している。土塊の崩落幅 L_m が構造物の合力の作用線であるミドルサードに達した時に構造物が倒壊することとすれば、この時の倒壊洗堀深 H_c と構造物の根入れを合わせた値が限界洗堀深として求められる（図-4.10（b））。吉野らに従うと、倒壊洗堀深 H_{ci} 、1回の土塊の崩落幅 D_i 、崩落幅の累計 L_i は、つぎの式（1）～（4）により求められる。

$$H_{ci}(L_i) = \frac{(4c + \gamma \cdot L_i) \sin \phi + \sqrt{16c^2 + 8c \cdot \gamma \cdot L_i}}{\gamma \cdot \cos \phi} \quad (1)$$

$$D_i = \frac{\gamma \cdot H_{ci}^2 - \gamma \cdot H_{ci} L_i \tan \phi - 4c L_i + H_{ci} \sqrt{A_i}}{4c + 2\gamma \cdot H_{ci} \cdot \tan \phi} \quad (2)$$

$$A_i = \gamma^2 \cdot H_{ci}^2 - 2 \cdot \gamma \tan \phi (\gamma \cdot L_i + 4c) H_{ci} + \gamma^2 \cdot \tan^2 \phi \cdot L_i^2 - 8c \cdot \gamma \cdot L_i - 16c^2 \quad (3)$$

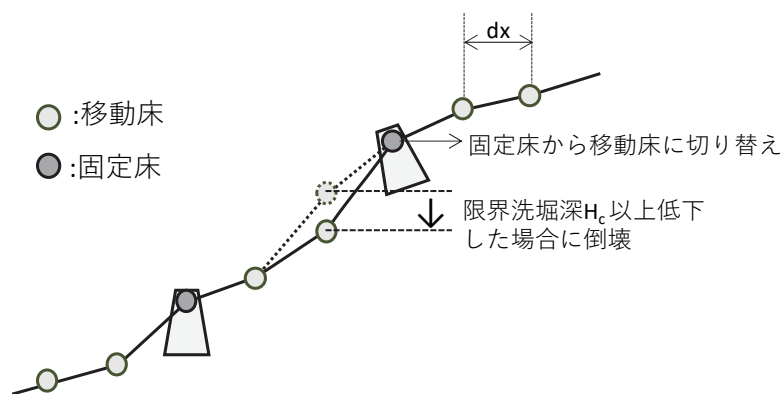
$$L_{i+1} = L_i + D_i \quad (4)$$

ここに、 c 、 ϕ 、 γ はそれぞれ土の粘着力、内部摩擦角、単位体積重量、添え字は崩落の回数である。 ϕ は第3章の検討で用いた 27.5° 、 c と γ は吉野らが用いた値を参考に、それぞれ 5kN/m^2 、 19kN/m^3 として計算すると、表-4.5 が得られる。

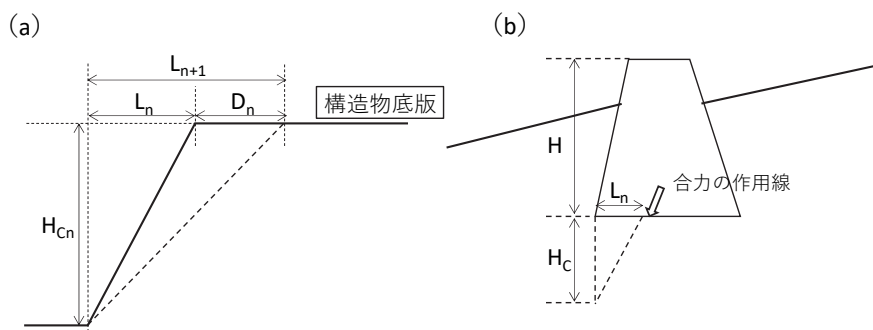
検討に用いる施設計画は、インドネシア公共事業省により設計された対策計画を参考として、図-4.11に示されるような配置とした。堰堤Bの位置は、減勢工1が施工されていた箇所である。堰堤Bの高さは、別途予備的な計算を行い、1) 天端上の侵食が上流端まで到達した後、減勢工1が倒壊するまでの時間と、2) 減勢工の倒壊後に天端上流端の河床が急速に低下し始めるまでの時間的な経過を比較的良好に再現する 6m （有効高 3m ）とした。実際に建設された減勢工とは構造的に異なっているが、構造物周辺で生じた現象を厳密に再現することが検討の目的ではなく、構造物が機能を維持した時間や侵食速度に与えた影響を検証するものであるため、検討に必要な現象の再現は、概ねなされていると判断した。なお、土砂上に建設される施設であるため根入れは 3m とし、天端幅を 2m 、越流水深を

2.5m（映像から求めた決壊前の排水路上の越流量と排水路の設計断面による）とした。これらの条件にもとづき堰堤の設計断面を求めたところ、ミドルサードは 2.0m の値が得られた。このため、表－4.5 から 2 回目の崩落により倒壊すると仮定して、倒壊洗堀深 (H_c) は 3m（限界洗堀深 6m）に設定した。

計算ケースは、表－4.6 のとおりである。決壊洪水発生前の施設配置を再現したケース 4 のほかに、堰堤 B を単独で施工した場合（ケース 2）、天端排水路の施工順を検討するもの（ケース 3－1～3）、斜面上の排水路の施工順を検討するもの（ケース 5－1～2）、排水路を下流端の傾斜変換点まで施工した場合（ケース 6）をそれぞれ設定した。各ケースは、それぞれ排水路が施工途中の段階を想定した施設配置となっている。排水路の始点と終点には、基礎となる高さ 3m（根入れ 3m，有効高さ 0m）の堰堤 A と C を配置した。これらの堰堤の倒壊洗堀深は 2m（限界洗堀深 5m）である。排水路床版が破壊され流出する形態は、堰堤の倒壊条件とは異なるが、ここでは 1 断面下流の河床が、堰堤 A と C と同様に 2m 侵食された場合に流出するものとして計算を行った。



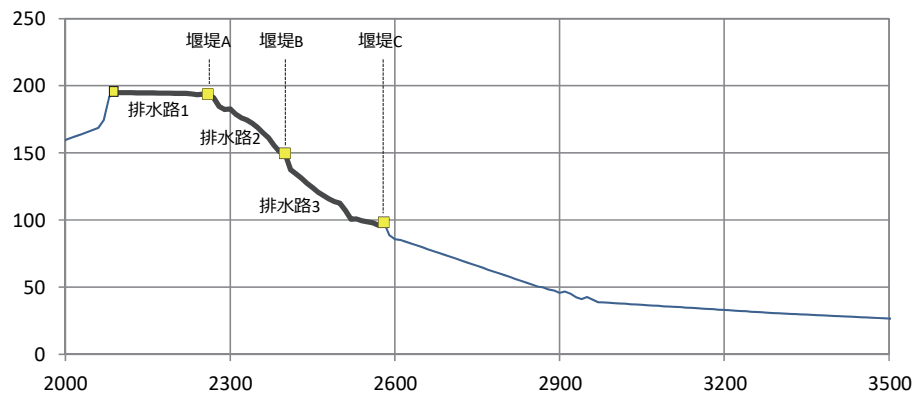
図－4.9 計算における構造物倒壊の概念図



図－4.10 洗堀に伴う構造物倒壊のモデル

表－4.5 崩落回数毎の断面形状

崩落回数	L_n (m)	D_n (m)	L_{n+1} (m)	H_{Cn} (m)
1回目	0	1.1	1.1	1.7
2回目	1.1	1.6	2.7	3.2
3回目	2.7	2.3	5.0	4.9



図－4.11 対策施設の配置

表－4.6 計算ケース

	対策施設					
	天端排水路	堰堤A※1	排水路1	堰堤B※2	排水路2	堰堤C※1
ケース1						
ケース2				●		
ケース3-1	●※3	○※5				
ケース3-2	●※4	○				
ケース3-3	●	○				
ケース4	●	○		●		
ケース5-1	●	○	●	○		
ケース5-2	●	○		○	●	○
ケース6	●	○	●	○	●	○

※1 高さ3m（有効高0m）

※2 高さ6m（有効高3m）

※3 上流側の区間（90m）のみを施工

※4 下流側の区間（90m）のみを施工

※5 ○は排水路の始点もしくは終点部の基礎として施工するもの

4.3.2 計算結果

対策施設の効果は、ピーク流量とピーク発生遅延時間を指標として評価を行った（表－4.7）。なお、決壊洪水発生直前の施設配置に相当するケース 4 では、流量ピークの発生は計算開始から約 9 時間（34,020 秒）後であった。決壊当日の午前 3 時半頃に越流が確認されており、これを計算の起点とすると、決壊洪水の発生が 12 時過ぎであるので、時間的關係は、ほぼ整合する。ピーク流量については、ほぼ全ての場合で、無施設（ケース 1）と同程度であるが、排水路を天然ダム下流端の傾斜変換点まで施工したケース 6 では、むしろ増加する結果となった。一方、ピーク発生遅延時間で見た場合には、若干早まったケース 3－2 を除いて、いずれも 33 分から 120 分の遅延効果（ケース 6 では 10 時間以上）が得られた。排水路が施工途中の段階においては、ピーク流量を低減させる効果は期待できないが、洪水ピークの発生を遅延させることで、警戒避難のためのリードタイムの確保に寄与できる可能性が確かめられた。

施設配置とピーク発生遅延時間との関係を、それぞれのケース毎に見てみると、堰堤 B を下流斜面上に単独で配置したケース 2 では、無施設と比較して約 30 分の遅延効果が見られた。天端排水路の施工順序に関わるケース 3－1～3－3 では、上流から施工するケース 3－1 が 92 分であるのに対し、下流から施工するケース 3－2 ではピークの発生が逆に早まっていた。また、天端の全区間で施工しているケース 3－3 は 69 分であり、上流側のみ施工のケース 3－1 よりピークの発生が早かった。決壊洪水の発生直前の施設配置を表すケース 4 では、約 2 時間のピーク遅延効果が見られた。つぎに、下流斜面上の排水路の施工順序に関わるケースでは、上流から施工したケース 5－1 が 75 分であるのに対し、下流側から施工したケース 5－2 が 120 分であり、上流側から施工した方がピークの発生が早まる結果となった。天然ダム下流端の傾斜変換点まで排水路を施工したケース 6 では、前述したとおり、ピーク発生は 10 時間遅らせる効果が得られたが、ピーク流量は逆に施設無しのケースよりも増加する結果となった。

表－4.7 計算結果

	ピーク流量(m ³ /s)	ピーク発生時間(s)	ピーク遅延時間 (min)
ケース1（無施設）	15,400	27,000	－
ケース2	15,200	28,980	33
ケース3-1	15,600	32,520	92
ケース3-2	14,900	26,640	-6
ケース3-3	15,200	31,140	69
ケース4	15,700	34,020	117
ケース5-1	15,300	31,500	75
ケース5-2	15,400	34,200	120
ケース6	16,800	64,440	624

4.3.3 考察

(1) 縦断侵食の進行経過

縦断侵食の進行経過を順に見てみると、まずケース 1 では、計算開始後 1h には、天端下流端の肩からその下方の凸状の地形が侵食され、その後徐々に侵食の先端が上流に向かって進行していく（図－4.12 (a)）。さらに、7h の時点で、侵食の先端は天端上流端に到達し、上流端の河床低下が始まっている。この後の河床低下は急速であり、7h40m にはほぼ最終形状となり、この間に洪水ピークが形成されている。堰堤 B を単独で施工したケース 2 では、6h までの侵食の経過はケース 1 とほぼ同様であるが、侵食の先端が天端上流端に到達し、河床が大きく低下し始めたのは 7h20m となっている（図－4.12 (b)）。堰堤 B が倒壊したのは 7h10m から 7h20m にかけてであり、わずかの時間であるものの、侵食を抑制する機能を果たし、流量ピークの遅延につながっている。

天端排水路の上流側のみを施工したケース 3-1 では、天端上の侵食が排水路施工区間に達した後、侵食の進行が抑えられており、無施設の場合と比較して、流量ピークの発生を約 90 分遅らせている（図－4.12 (c)）。それに対して、天端排水路の下流側のみを施工したケース 3-2 では、計算開始の 3h で排水路が倒壊、流出した後、無施設の場合と比べて、若干早く流量ピークが現れている（図－4.12 (d)）。天端の全区間で排水路を施工したケース 3-3 では、ケース 3-1 と比べると、天端上流端の河床低下が若干早く始まっている（図－4.12 (e)）。このような天端排水路の施工区間の違いによる侵食速度の差は、天端下流端の構造物の有無による影響があることが分かった。つまり、急勾配の下流斜面の直上に構造物がある場合（ケース 3-2, 3），計算の初期の段階で構造物脚部の侵食が進み急勾配となることで、構造物倒壊後の侵食速度が速められる結果となった。

ケース 4 は、決壊洪水発生直前の施設配置に相当し、ケース 3-3 に堰堤 B が付け加わった形となる。天端上の侵食の進行経過に大きな相違は見られないが、天端上流端の急速な河床低下に移り変わる段階で、堰堤 B が侵食の進行を抑えており、河床の低下を遅らせている（図－4.12 (f)）。天端排水路が天端上の侵食の進行速度を低下させたことと、堰堤 B が天端上流端の急速な河床低下のタイミングを遅らせたことの両者により、流量ピーク遅延の効果が発揮されたと言える。第 2 章において、減勢工 1 の倒壊を契機として、天端から下流斜面にかけての縦断侵食が急速に進み、大規模な決壊洪水へと現象が進展していったことを述べた。シミュレーション結果は、映像の観察から得られたこれらの経過を良く再現している。

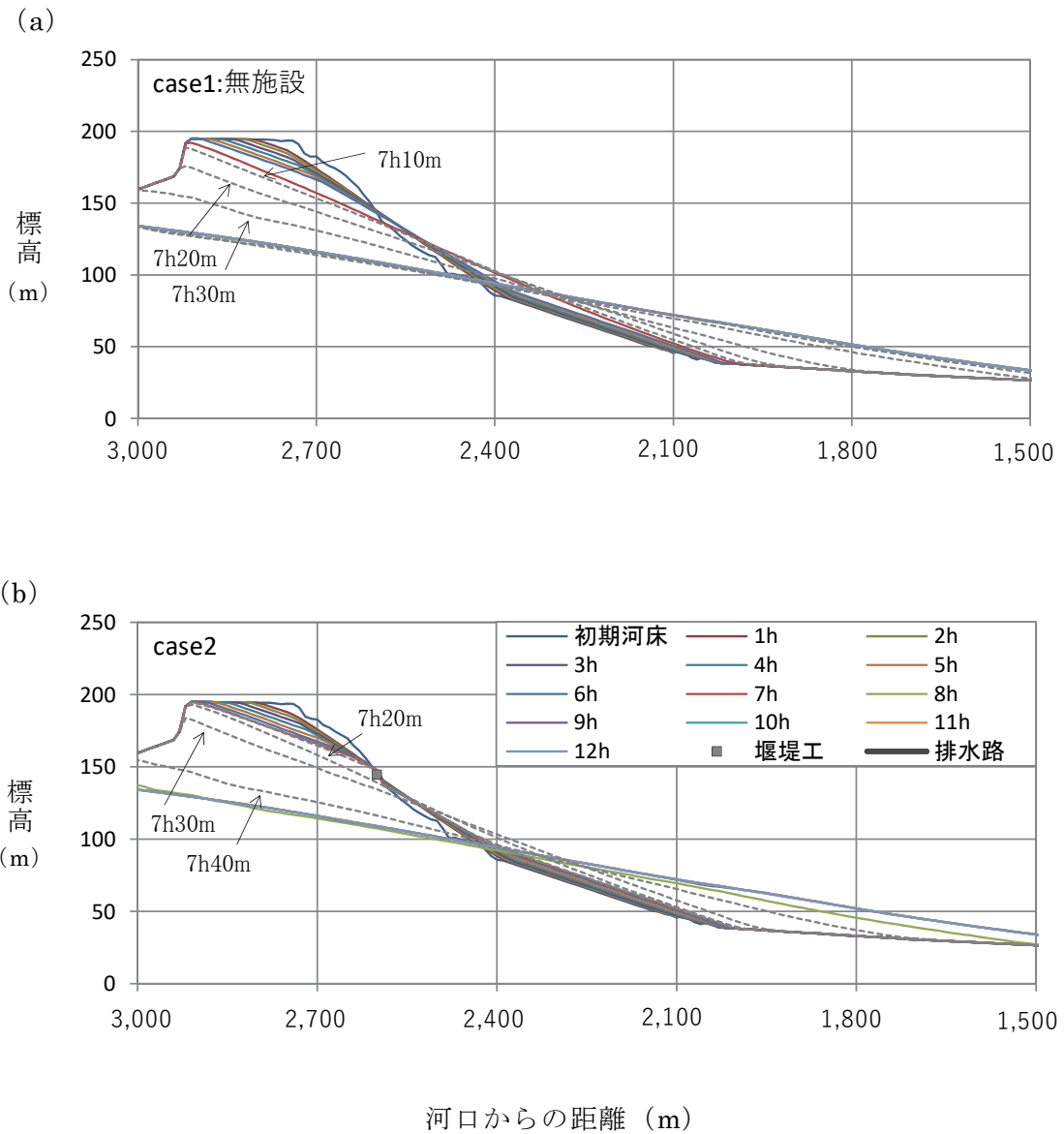
つぎに、天端排水路に加えて、下流斜面上流側の排水路 1 を施工したケース 5-1 では、計算開始後早い段階で排水路 1 と堰堤 B が倒壊しており、その後の下流斜面の縦断勾配は、他のケースと比較して急となっている（図－4.12 (g)）。構造物の倒壊前に堰堤 B の下部で、侵食が進行した影響が考えられ、それにより侵食が進行する速度が早まったことが想定される。それに対して、斜面下流側の排水路 2 を施工したケース 5-2 では、排水路が堰堤 B とともに、比較的長時間にわたって機能している（図－4.12 (h)）。

下流斜面の勾配変化点まで排水路を施工したケース 6 では、計算開始後 14h から末端の砂防堰堤脚部で河床が下がり始め、15h から 16h にかけて、排水路の流出に至っている（図

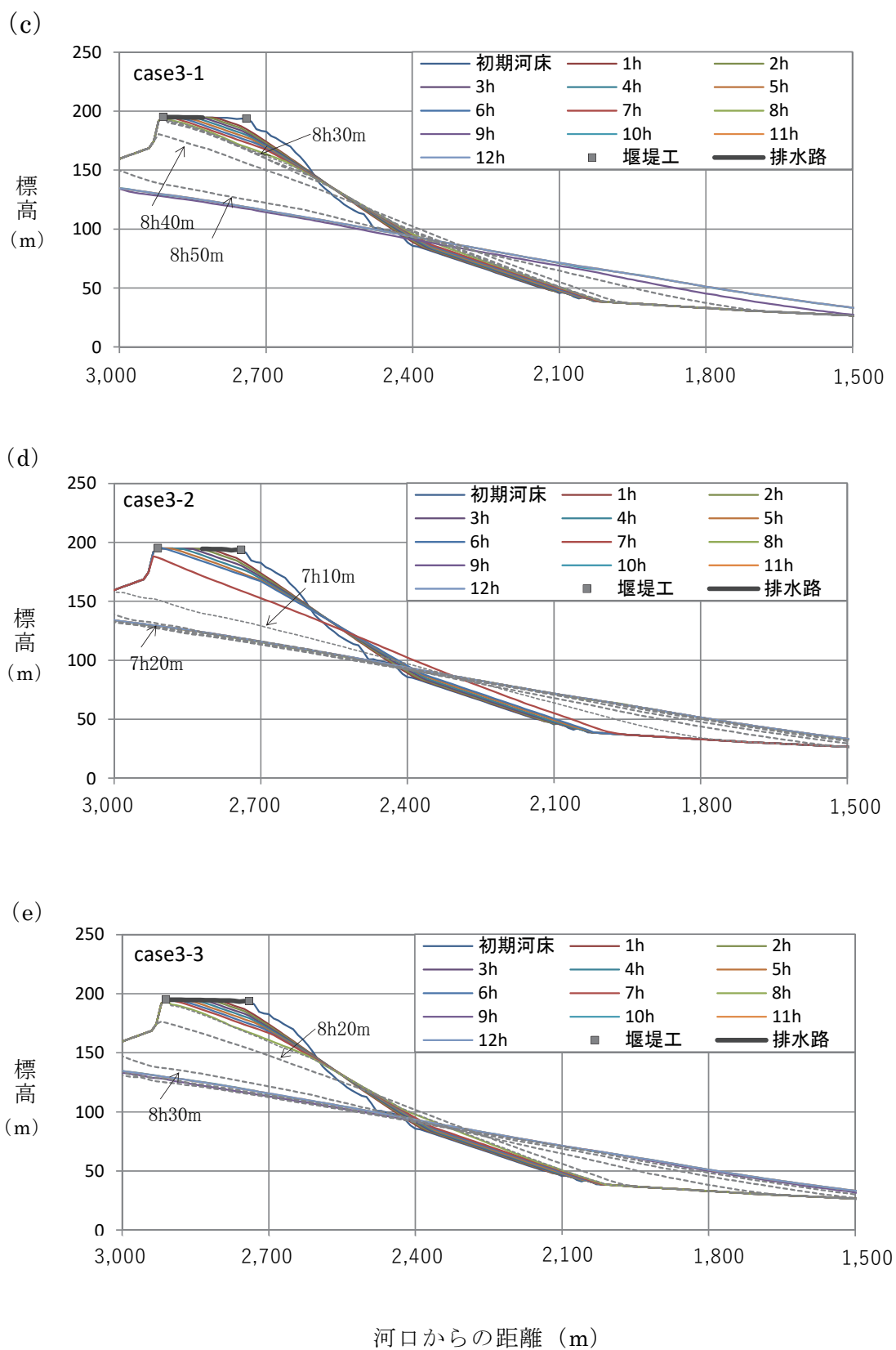
－4.12 (i))。これまでのケースと異なり、天端の下流端から上流端へ侵食が進行した時間は 2 時間足らずと非常に短時間であり、排水路が流出し始めてからの現象は、非常に急激である。

縦断侵食の進行経過は、対策工の有無にかかわらず、天端上を上流端に向かって侵食が進行していく段階と、侵食が上流端に達し、河床が急速に低下する段階の 2 つに分かれている。対策工の効果は、天端上を侵食が進行する速度と、上流端の急速な河床低下に移行するタイミングを遅らせることで、洪水ピークの発生を遅延させている。しかしながら、一旦、天端上流端の河床が低下し始めると、構造物により河床の低下速度を抑えることは困難であり、アンボンのような大規模な天然ダムでは、排水路が施工途中で越流に至った場合、洪水ピーク流量を低減させることは期待できないと考えられる。

図－4.13 は、天端上流端、天端下流端、堰堤 B 地点のそれぞれにおける河床変動高と侵食速度の時間経過を示したものである。各計算ケースで河床が大きく低下する時間の順序は、流量ピークの発生時間とほぼ連動している。天端上流端の河床低下が比較的遅い 3－1, 3－3, 4, 5－1, 5－2 の各ケースでは、侵食速度の最大値が大きい傾向が見られる。天端上流端の位置が固定された状態で、それより下流の堤体の侵食が進むこととなり、天端上流端の河床が下がり始める段階では、堤体がより侵食されやすい形状となっていることが考えられる。天端下流端における侵食速度の最大値についても、同様の傾向が認められ、ケース 5－2 では大きな振幅が見られる。また、堰堤 B 地点の侵食速度の最大値を見ると、堰堤 B が施工されたケース（排水路下端の基礎として施工されたものを除くケース 2, 4, 5－2）では、他と比べて大きな値を示しており、堰堤倒壊後に一時的に大きく侵食が進んだことが考えられる。

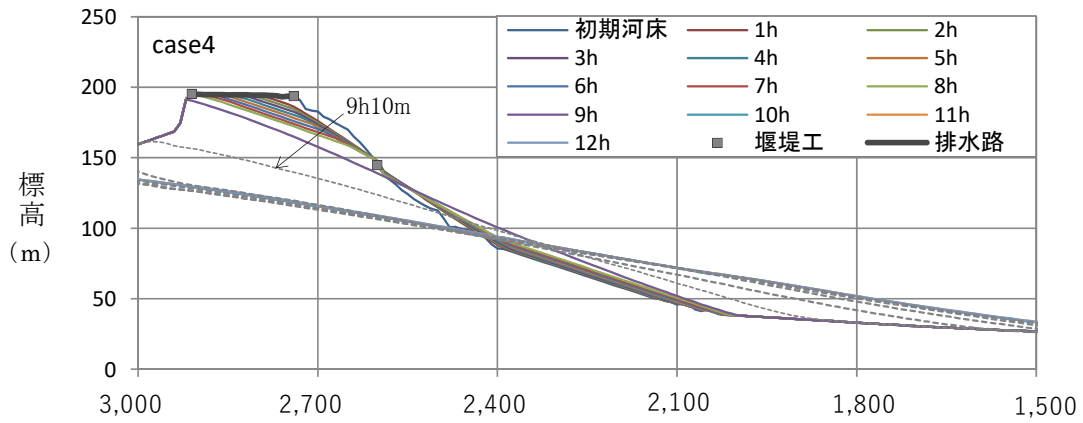


図－4.12 縦断形状の時間変化 (1)

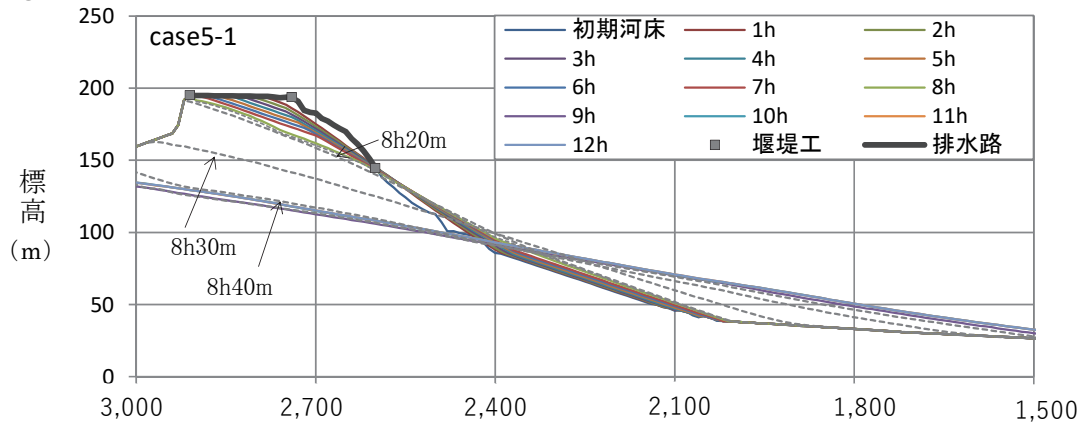


図－4.12 縦断形状の時間変化 (2)

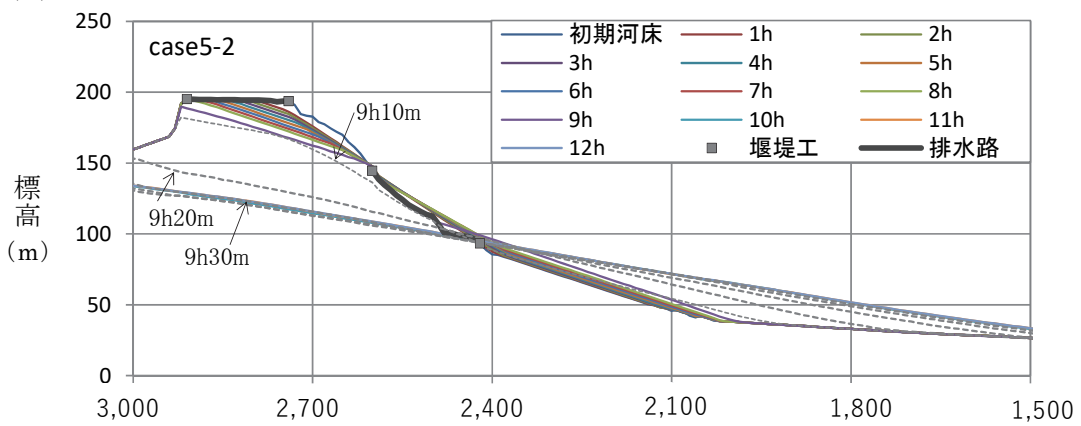
(f)



(g)

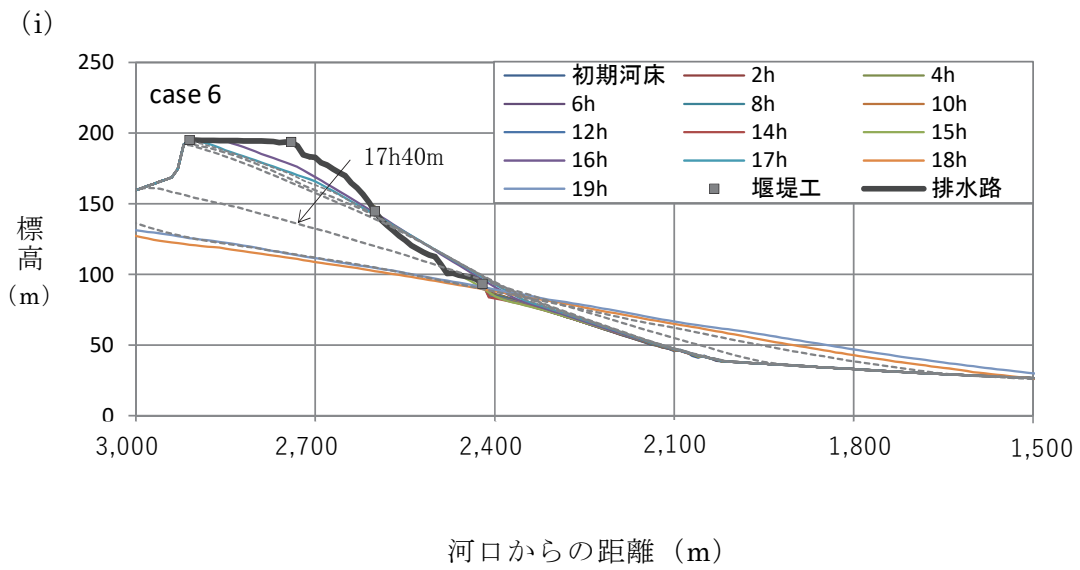


(h)

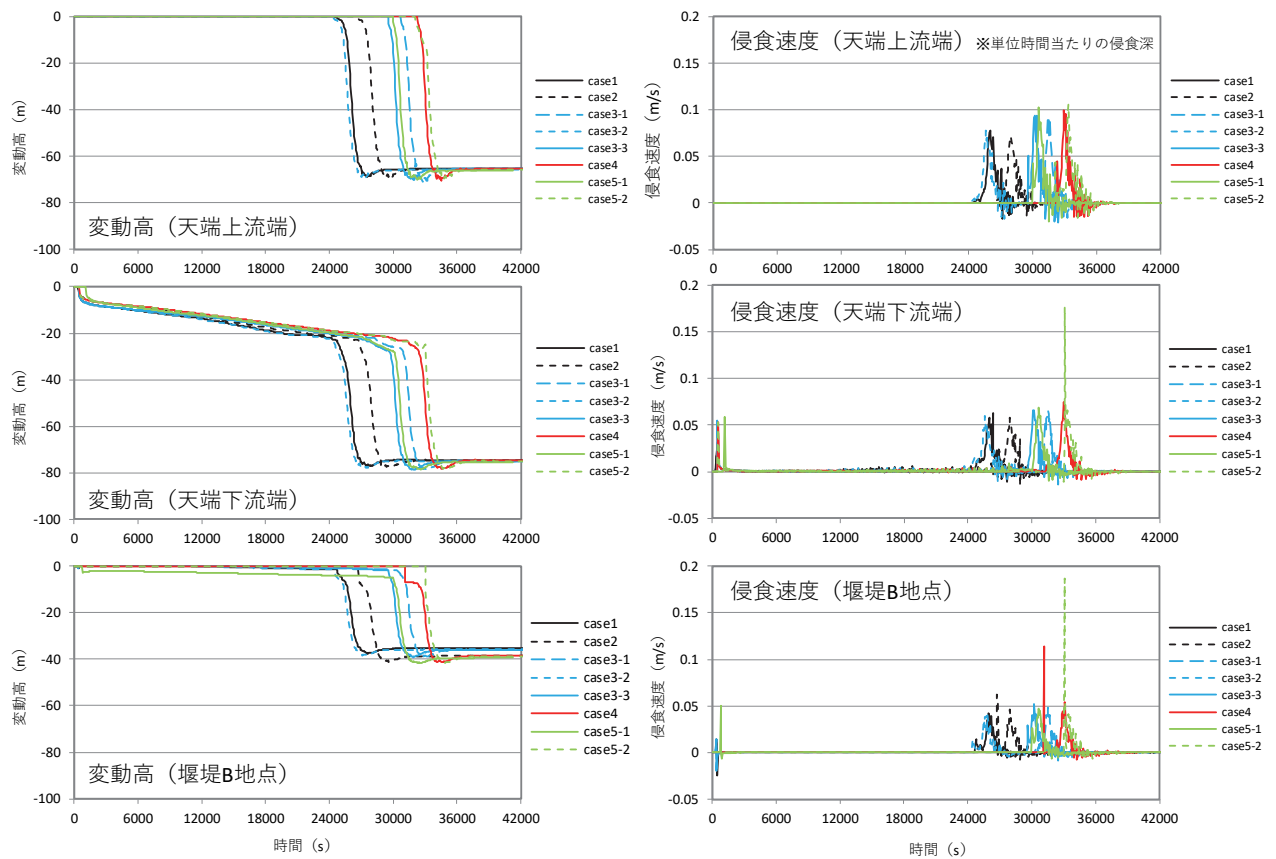


河口からの距離 (m)

図－4.12 縦断形状の時間変化 (3)



図－4.12 縦断形状の時間変化 (4)



図－4.13 河床の変動高と侵食速度

(2) 排水路による洪水ピークの遅延と警戒避難への効果

4.2 節で見たとおり、危険性の高い川沿いの地区で、一部の住民が夜間の高台避難を行っていたものの、立ち入りを制限するような強制的な措置はとられていない。また、決壊前日に満水に達した時点や、翌早朝の越流が確認された時点においても、全村避難等の対応は行われていなかった。前述したように、決壊当日の 9 時から 10 時頃にかけて、排水路が倒壊し始めたことなどにより、避難を始めた住民も多く、各避難グループのリーダーが判断し、避難を開始していた。事前の訓練や啓発活動等の効果もあり、概ね混乱なく避難はおこなわれていたが、避難の開始から決壊洪水発生までの時間は 2~3 時間程度であった。時間的な猶予はほとんど無かったと考えられ、排水路と減勢工による 2 時間のピーク遅延は、避難のリードタイムを確保する上で、一定の役割を果たしていたと言える。仮に、施設が無かった場合、避難完了前に洪水が村に到達し、人的被害がある程度の規模で発生していた事態も考え得る。また、避難開始を判断するきっかけとして、排水路が徐々に倒壊していく模様が目撃されていたことが挙げられる。掘削のみの水路が連続的に侵食される形で現象が進んでいた場合、避難開始のきっかけを判断することは難しく、判断の遅れにつながっていたことも考えられる。構造物が施工されていたことで、結果として、避難の判断を促すことにもつながった可能性がある。

インドネシアをはじめとする発展途上国においては、例えば日本における災害対策基本法のような災害に対する自治体の対応等を定め、警戒避難を促進するための法整備は十分ではない。アンボン島のケースでは、湛水位などを指標とした警戒避難基準が作成されていたものの、法的な根拠を持つ行政機関による勧告や指示などの対応は行われておらず、他の途上国においても同様な状況が考えられる。このため、災害からの避難は住民等による自主的な判断に委ねられていると言え、このような状況においては、対策工により避難のためのリードタイムを少しでも確保することは、人命被害回避の点からも重要である。対策を実施するための予算措置についても、必ずしも十分になされない状況も想定されることから、本研究で得られたような計算結果も踏まえ、排水路を部分的に施工することも選択肢の一つとなり得る。天然ダム形成直後の当面の対策として、例えばケース 3-1 のような比較的小規模な対策を実施した上で、越流までの時間的な猶予なども考慮しながら、徐々に施工を進めるといった対策が考えられる。

(3) 洪水ピークの遅延効果から見た対策工の施工計画

ケース 3-1 とケース 3-2 の比較から、天端排水路の施工順序は、上流側から施工した方が洪水ピーク遅延の効果が高い。下流側から施工した場合は、天然ダムの形状が侵食の進行を促す方向となり、逆効果となる結果が得られている。ケース 3-1 は、工事の施工量と比較して得られる効果が高いことから、最優先で着手すべき工事内容と言える。つぎに、天端排水路が完成したケース 3-3 では、上流側のみが完成したケース 3-1 よりも効果が低い結果となっている。これに対して、堰堤 B が施工されているケース 4 では、ケース 3-1 よりも若干高い効果が得られている。したがって、施工順序としては、天端排水路の上流側区間、堰堤 B、天端排水路下流側区間とすることで、段階的に洪水ピークの遅延

効果を高めていくことが期待できる。つぎに、天然ダム下流斜面上の排水路については、斜面下方の排水路 2 を施工したケース 5-2 が、斜面上方の排水路 1 を施工したケース 5-1 よりも効果が高かった。下流斜面上の排水路の施工順序としては、下流側から施工した方が、安全上有利となる。

これまで見てきたように、構造物の存在が堤体の侵食に影響し、施工する区間によっては、侵食が早まる方向に堤体形状が変化する場合があります。天端上と斜面上において、それぞれ排水路施工区間の影響を見たケース 3 とケース 5 の中では、ケース 3-2 とケース 5-1 が、他のケースと比較して、侵食速度が速い傾向が見られた。これらは、ともに侵食されやすい急勾配区間の上部に構造物が配置されているパターンであり、その下部で侵食が進んだことにより急勾配となり、侵食速度が速められる結果となったと考えられる。梶ら（2014）は、水路実験において、排水路を下流斜面の上部と下部に配置した検討を行っている。この中で、いずれも流量ピークの遅延効果が認められるのに対して、斜面上部に配置したケースでは、逆にピーク流量が大きくなったことを報告している。排水路が保持されている間、湛水位が実験開始の状態が維持される一方で、排水路の下方では侵食が進み、排水路の流出とともに堤体の侵食が急激に進んだとしており、本研究と同様の結果と言える。排水路の施工途中においては、天然ダムの一部区間に構造物が配置された状態となるが、斜面形状と構造物の位置関係によっては、天然ダムの侵食速度を早める可能性を示唆しており、留意する必要がある。

天然ダム対策工事の中でも、天端の切り下げは効果の高い対策の一つであり、切り下げにより洪水ピーク流量を低下させる効果が得られることが報告されている（例えば、桜井、2015）。4.3.3（1）で述べたとおり、本研究のシミュレーション結果は、天端上流端の急速な河床低下に移行するタイミングを遅らせることができれば、洪水ピークの発生を遅らせることを示していた。このことは、天端の切り下げによって、天端の下流端から上流端までの距離が大きくなるため、構造物が無い状態であっても、天端上流端が急速に低下し始めるまでの時間を遅らせる効果が期待できることを示している。すなわち、天端の切り下げは、洪水ピーク流量の低減に加えて、ピークの発生を遅らせる上でも効果が期待できると考えられる。

桜井ら（2014）は、天然ダムの下流斜面上に設置された高低差 94m の仮排水路が、越流により流出した事例で、下流端での洗掘が次第に上部へと進行し、水路全体の破壊に至ったことを述べている。これらから、高低差の大きい排水路を計画する際には、その脚部の洗掘防止が重要であることを指摘している。本研究の結果についても、斜面の下方で生じた侵食が、その上部での侵食の進行に影響すると言う点では同様と言える。天然ダム上の主要な地点に、基幹となるべき施設を配置し洗掘対策を十分に行うことは、施設の全体系の安定に大きく寄与すると考えられる。また、ケース 1 を例にとると、天端上流端の河床が大きく低下し始める計算開始後 7h まで、天端直下の侵食区間の下方では堆積が進んでいることが確認でき、他のケースにおいても同様の傾向が認められる。減勢工 1 が長時間にわたって機能を維持していたのは、このような侵食区間と堆積区間の境界に位置していたことがうかがえ、横断構造物の配置を検討する際には、ダム堤体の縦断形状や縦断上の

位置なども考慮する必要があると考えられる。

4.4 結語

本章では、アンボン島で形成された天然ダムにおいて、インドネシア関係機関によりとられた対応と日本からの支援の内容を整理し、災害発生前の関係機関の対応や住民の行動、対策工の効果などの検証を通じて、大規模災害から被害を回避できた要因と今後に向けての課題について考察した。

インドネシア政府は、天然ダム形成後、日本からの技術的助言も踏まえた上で、排水路工の建設を行うとともに、緊急対応計画を策定し、警戒避難基準とハザードマップの整備や、大規模な防災訓練などの対策を段階的に進めた。また、土木研究所との共同による水位観測ブイを用いた観測が行われたほか、日本の草の根無償資金協力による住民啓発のためのプログラムが実施された。プログラムの中では、住民防災アクションプランが作成され、住民が主体となったさまざまな防災活動が実行に移された。天然ダム決壊直前の現地関係機関の対応や、住民の避難行動の実態について、現地関係者からヒアリングを行ったところ、住民を含む関係者の災害への理解や、湛水位などの情報の共有など、事前の取り組みの成果を確認することができた。

自然災害から人的被害を回避する上で、避難を判断するために必要な情報の収集と伝達、避難の必要性に対する住民の理解は大きな鍵と言える。本研究の事例では、災害対応の枠組みや体制が構築される初期の段階や、住民への啓発活動が展開される中で、天然ダム決壊のCG映像なども活用の上、住民を含む関係者の災害への理解と認識の共有が図られた。災害発生に備えた準備が着実に進められ、住民の避難行動は、地区により対応が分かれたが、事前の訓練や啓発活動の成果がうかがえるものであった。これらの活動の前提となる災害の切迫性の指標である湛水位についても、情報を住民に伝達するための取り組みが行われていた。大規模な現象にも関わらず、人的被害が最小限に抑えられたのは、日本から行われた的確な支援と、それらを現地の状況に合わせて、インドネシア関係機関が具体的な活動へと展開したことによる防災上の大きな成果であると考えられる。

本研究の事例では、住民啓発活動などの取り組みを着実に進めるための時間的な猶予があったほか、災害の切迫性を理解しやすい地理的環境であった点が幸いした面もある。しかしながら、大規模な天然ダムで避難対象が広域に及ぶ場合には、短期間に多数の住民を確実に避難させることは、大きな課題であると考えられる。天然ダム形成地点から遠く離れた住民に、避難の必要性について理解を得るには、CG映像のような視覚的な素材による災害特性の説明や、湛水位等の災害の切迫性に関わる情報を、マスメディア等の協力も得て、繰り返し流すなどの対応が必要と考えられる。

前述したように川沿いに居住する住民とそれ以外では、防災行動に差が見られたが、シミュレーションによる最大流動深や土砂の堆積深の分布とは、結果として、概ね対応するものになっていたと考えられる。しかしながら、想定被害区域内における計算上の氾濫到達時間に大きな差が見られなかった点などを考慮すると、湛水位が警戒基準に達した段階

で、全ての住民が事前に避難をする必要があった。一方で、天然ダムの規模や地形条件等により、想定被害範囲が広域に及ぶ場合には、場所によって洪水到達時間や想定される被害の程度が、大きく異なることが考えられる。本事例で見られた住民の対応は、想定される被害の程度や切迫性を段階的に評価し、それに応じた警戒避難を行うことの合理性を示唆している。さらに、広域に被害が及ぶことが想定される大規模天然ダムの場合、長期間にわたって避難を行うことは、地域の社会経済に大きな影響をもたらすことが懸念され、また、住民の精神的、経済的な負担も大きいものとなる。人命の安全を最優先に考えることが前提ではあるが、シミュレーションにより、想定される被害の程度や洪水到達時間などを指標として対象地域を区分した上で、湛水位に応じた切迫性の評価と合わせて、きめ細かな避難計画、緊急対応計画を作成することが必要と考えられる。

つぎに、建設途中であった天端排水路と減勢工の効果について、LADOF モデルを用いたシミュレーションより検証を行った。計算は、脚部の洗堀により構造物が倒壊する過程をモデル化した上で、排水路が施工途中で越流に至った場合を想定し、いくつかの施設配置パターンを対象に行った。

対策工の効果は、洪水ピーク流量とピーク発生遅延時間を指標として評価したが、ほぼ全てのケースで、ピーク流量は無施設と同程度であったのに対して、ピーク発生時間は 30 分から 120 分程度の遅延効果が見られた。排水路が施工途中の段階では、ピーク流量を低減させる効果は期待できないが、洪水ピークの発生を遅延させることで、警戒避難のためのリードタイムの確保に寄与できる可能性が確かめられた。アンボン島天然ダムにおける決壊洪水の発生前の施設配置を再現したケースでは、約 2 時間のピーク遅延効果が見られた。

縦断侵食の進行経過は、対策工の有無にかかわらず、天端上を上流端に向かって侵食が進行していく段階と、侵食が上流端に達し、河床が急速に低下する段階の 2 つに分かれていた。対策工の効果は、天端上を侵食が進行する速度と、上流端の急速な河床低下に移行するタイミングを遅らせることで、洪水ピークの発生を遅延させることにより生じていた。しかしながら、一旦、天端上流端の河床が急速に低下し始めると、構造物により河床の低下速度を抑えることは困難であり、アンボン島の例のような大規模な天然ダムでは、排水路が施工途中で越流に至った場合、洪水のピーク流量を低減させることは期待できないと考えられた。

住民による避難行動と対策工の効果の関係をみると、排水路が倒壊し始めたことなどにより、避難を始めた住民も多く、避難開始から決壊洪水発生までの時間は約 2～3 時間程度であり、時間的な猶予はほとんど無かったと考えられる。したがって、排水路と減勢工による 2 時間のピーク遅延は、避難のリードタイムを確保する上で、大きな役割を果たしていたと言える。仮に、施設が無かった場合、避難完了前に洪水が村に到達し、人的被害がある程度の規模で発生していた事態も考え得る。インドネシアをはじめとする発展途上国においては、避難は行政機関による勧告や指示などにもとづくものではなく、住民等による自主的な判断に委ねられるケースがほとんどと考えられる。このような状況においては、対策工により避難のためのリードタイムを少しでも確保することは、人命被害回避の点か

らも重要である。また、対策のための予算措置が十分に講じられないことも想定され、本研究で得られたような計算結果も踏まえ、排水路を部分的に施工することなども選択肢の一つとなり得る。

排水路の施工順序としては、天端排水路を上流側から施工し、斜面上の排水路については下流側から施工した方が、流量ピークを遅延させる効果が高く、安全上有利となる結果が得られた。これは、急勾配区間の上部に構造物が配置されている場合、その下部で侵食が進むことにより、侵食が早まる方向に堤体形状が変化することなどが影響していると考えられた。排水路の施工途中においては、天然ダムの一部区間に構造物が配置された状態となるが、斜面形状と構造物の位置関係によっては、天然ダムの決壊を早める可能性があり、十分な留意が必要である。その点では、天然ダム上の主要な地点に、基幹となるべき施設を配置し十分な洗堀対策を行うことにより、施設の全体系の安定に大きく寄与することが考えられる。また、越流侵食に伴う縦断形状の時間変化からは、天然ダム対策の一つである天端の切り下げは、ピーク流量の低減だけでなく、ピーク発生を遅らせる上でも効果の高い対策であることが示された。

以上、述べてきたように、インドネシア・アンボン島で発生した大規模決壊洪水を事例として、事前に行われた警戒避難の取り組みと対策工の効果を検証するとともに、今後に向けての課題を整理した。大規模な天然ダムが形成され、事前の警戒避難の取り組みや構造物による対策を経て、決壊を迎えた例は少なく、本研究は住民の避難行動や応急対応の成果、課題などが詳細に検証された貴重な事例と考えられる。

引用文献

- 千葉幹・森俊勇・内川龍男・水山高久・里深好文（2007）：平成 18 年台風 14 号により宮崎県耳川で発生した天然ダムの決壊過程と天然ダムに対する警戒避難のあり方に関する提案，砂防学会誌，Vol. 60, No. 1, p. 43 - 47
- 石塚忠範・岡本敦・中込淳（2012）：台風 12 号に伴い紀伊山地で発生した深層崩壊の二次災害対策について，京都大学防災研究所特定研究集会 深層崩壊の実態，予測，対応，p. 38 - 44
- 梶昭仁・清水武志・森田耕司・石塚忠範（2014）：天然ダム越流侵食に対する侵食抑止工の効果に関する水路実験，土木技術資料，Vol. 56, No. 7, p. 18 - 21
- 水野秀明・小山内信智（2010）：河道閉塞（天然ダム）の形成による土砂災害リスクの低減対策に関する研究，砂防学会誌，Vol. 62, No. 6, p. 24 - 29
- 桜井亘（2015）：大規模河道閉塞における対策工の計画に関する研究，京都大学学位論文，pp. 213
- 桜井亘・梶原修・大山誠・水山高久・池田暁彦・西尾陽介・徳永博・太田敬一・大塚康之（2014）：平成 24 年 9 月台風 17 号による河道閉塞対策施設の被災について～CCTV 画像を中心とした侵食過程の解析～，砂防学会誌，Vol. 66, No. 5, p. 33 - 41
- 清水孝一・森田耕司・石塚忠範・岡積敏雄・福島淳一（2014）：インドネシアアンボン島の緊急災害対策－大規模天然ダムの危機管理対応の成功事例として－，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，p. B-50 - B-151
- 田畑茂清・井上公夫・早川智也・佐野史織（2001）：降雨により群発した天然ダムの形成と決壊に関する事例研究－十津川災害（1889）と有田川災害（1953）－，砂防学会誌，Vol. 53, No. 6, p. 66 - 76
- 田畑茂清・水山高久・井上公夫（2002）：第 3 章天然ダムとその決壊の特性，天然ダムと災害，古今書院，p. 50 - 62
- 山越隆雄・石塚忠範・伊藤洋輔・大坂誠一・中込淳（2013）：2011 年台風 12 号による紀伊半島における天然ダム災害への投下型水位観測ブイの適用事例について，砂防学会誌，Vol. 65, No. 5, p. 45 - 49
- 吉野弘佑・内田太郎・石塚忠範・水山高久（2013）：天然ダム越流侵食時に形成される水みちの発達過程に関する研究，砂防学会誌，Vol. 66, No. 2, p. 3 - 9

第 5 章 結論

本研究では、インドネシア・アンボン島に形成された天然ダムを対象に、現地映像資料の解析や越流侵食モデルによるシミュレーション等を通じて、決壊洪水の実態とその発生過程を明らかにするとともに、天然ダム形成後に実施された警戒避難の取り組みと対策工の効果や課題について、検証と考察を行った。本研究で得られた成果を、以下、章毎に要約して示す。

(第 1 章)

本研究の目的と意義を明らかにするため、近年の天然ダム決壊洪水に関わる研究と天然ダム形成時の対応について、その進展を概括するとともに、1) 天然ダムの越流侵食の実態、2) 越流決壊モデルの適用と検証、3) 警戒避難とハード対策について、既往研究における課題を整理した。

(第 2 章)

インドネシア・アンボン島で発生した天然ダム決壊洪水について、その概要を述べるとともに、衛星 DEM をはじめとする地形情報や、ダム堤体の粒度分布などの現地調査結果を用いて、越流侵食の実態を整理した。また、決壊洪水発生時の状況を捉えた各種の映像から、越流決壊に関わる現象の判読を行い、それらが発生した時間的な関係にもとづき、天然ダム決壊洪水の発生過程を考察した。越流侵食の実態として、決壊前後の地形形状の変化と、堤体材料ならびに流出した土砂の粒度構成を取り上げ整理したところ、つぎのことが分かった。

(1) 天然ダム決壊後の縦断形状は、元河床までは侵食が進んでおらず、一方で天然ダム直下では堤体の侵食による土砂が堆積し河床が大きく上昇した結果、決壊後の河床勾配は天然ダム形成前の元河床の勾配より急となっていた。こうした特徴を、既往のシミュレーションや実験の結果と比較すると、本研究と同様のものと異なるものが見られた。また、岩手・宮城内陸地震の事例とは異なる傾向となったが、その要因の一つとして、天然ダムの規模が考えられた。侵食が元河床まで至る前に途中で停止する理由としては、天然ダム下流の土砂の堆積や堤体のアーミングの進行による影響などが挙げられる。

(2) 天然ダム堤体の粒度試験結果は、場所によるばらつきが少なく、また比較的均一性の高い粒度構成を示しており、他の天然ダムの事例とは異なる傾向であった。また、決壊後の天然ダム堤体においては、アーミングの進行によると考えられる粗粒化が生じていた。河道内と氾濫堆積域の土砂の粒度分布は、決壊前の天然ダム堤体の粒度構成をほぼ反映しており、氾濫堆積域においては、流動深や、掃流力の分布に応じた土砂の堆積状況が見られた。

つぎに、現地映像の判読より、天然ダムの越流決壊は、以下のような過程により進行していたことが分かった。

(1) 天然ダム下流斜面上の水みち幅が拡大していく状況から、斜面上に建設されていた減

勢工が倒壊したことにより縦断侵食が急速に進み、天端上に残存していた構造物の流出、大規模な決壊洪水へと、現象が進展していったと考えられた。

(2) 水みちの発達形態として、縦断方向の侵食に伴い、横方向の侵食が急速に進んだことが観察されており、水路実験等による既往の知見を裏づける結果となっていた。また、天然ダム下流端付近の水みちが拡大する過程で、大きな水柱が連続的に発生していることが観察された。水面の乱れや跳水によるものではなく、土塊の崩落により発生したものと判断され、既往研究により指摘されている水みち斜面の崩落に伴う水みち拡幅のプロセスを反映した現象であると考えられた。

(3) 天然ダム上で越流侵食が進行した後、下流の河道において、縦断形状の変化によると考えられる流水表面の乱れが急速に減少する現象が確認された。天端上を大量の越流水が流下し、堤体を激しく侵食する模様が映像により捉えられており、これらの時間的關係から、洪水流量が急増した後、天端の河床が大きく低下し始め、それに続いて下流河道が上昇したと考えられた。

(4) 天端の河床低下が進んだ一方で、映像より、湛水位はその後も満水とほぼ同じ高さに維持されていたと考えられた。湛水位が高く維持されている間、天端の侵食が進むに従い越流水深が大きくなり、さらに侵食が加速されることで、大規模洪水へとつながっていく越流決壊洪水の発生過程を表しているものと考えられる。

天然ダム決壊後の縦断形状は、ピーク流量や総流出量に大きく関わってくるが、天然ダムと湛水池の規模や堤体材料の物性、越流量の時間的变化、上流からの流入流量と言ったさまざまな要因に支配されて決まると考えられる。粒度構成など堤体材料の物性は、侵食速度を規定し、縦断形状とともにピーク流量に大きく影響する。本研究では、大規模天然ダムに関して、これらのデータを取得するとともに、他の事例との比較を行い、上記の知見を得ることができた。また、現地映像により実際の天然ダムで越流決壊が進行していく模様を捉え、越流決壊過程を実スケールで議論することができた。実験やシミュレーションによる研究を進める上で、実際の現象から知見が裏づけられることは重要であり、特に越流決壊の模様がリアルタイムで観察され、知見が得られたことの意義は非常に大きいと考えられる。

(第3章)

アンボン島天然ダムを対象に、LADOF モデルと二次元汜濫計算を組み合わせたシミュレーションを行った。この際、天然ダム上に建設されていた構造物の影響を考慮するために、構造物設置区間の河床条件を切り替える方法を組み込み、計算を行った。決壊洪水の経過やダム堤体の地形形状等とともに、映像による越流決壊に関わる観察結果と比較し、モデルによる決壊洪水の再現性を検証した。さらに、映像により得られた観察結果と合わせて、既往研究による成果との比較を行った。

(1) 計算結果は、ピーク流量が $17,300\text{m}^3/\text{s}$ と非常に大規模なものであった。計算による洪水発生 of 時間的経過と決壊後の縦断形状、汜濫範囲と流動深を、現地映像や計測から得られた結果を用いて検証を行ったところ、概ねよく再現していた。

- (2) シミュレーションより得られた天然ダムの地形形状と湛水位の時間変化について、現地映像との比較を行ったところ、天端上流端の低下とそれに続く下流河道の河床上昇のタイミング、湛水位の低下傾向は、シミュレーション結果とほぼ整合していた。下流斜面上の水みち幅の計算においても、側岸崩落を伴う水みちの間欠的な侵食などは再現できていないが、概ね整合的であった。シミュレーション結果は、天然ダム天端と湛水位が低下を始めるタイミングや、低下速度の違いにより洪水流量が増大していくプロセスを視覚的に表していると考えられた。
- (3) 現地映像の観察から、天然ダムの斜面下流端付近で一時的に河床が大きく下がった後、堆積により再び上昇したことをうかがわせる結果が得られた。シミュレーションによる縦断形状の時間変化は、同じ箇所での侵食と堆積が生じることはなく、ほぼ直線的な形状を保ったまま進行していた。映像とシミュレーションでは異なる結果が得られたが、局所的な現象の原因として、ダム堤体を構成する材料の不均質性が挙げられ、モデルによるこのような現象の再現は、課題の一つである。
- (4) 本研究により、既往研究による天然ダムの越流決壊過程に関わる以下の知見を、実現象からの観察にもとづき裏づけることができたと考えられる。
- ① 天然ダム水みちは、縦方向の侵食とともに横方向の侵食が進行することにより、発達していく。
 - ② 水みちの横方向への侵食は、流水による側岸の侵食に加えて、縦断方向の侵食により側岸斜面の安定が失われることにより、崩落が発生し拡大していく。
 - ③ 天端の越流量が増大することにより、天端の河床が急速に低下し、それに続いて、ダム直下では河床が大きく上昇する。
 - ④ 湛水位の低下は、天端の急速な河床低下に遅れて始まり、その速度も緩やかである。
- これまで、実際に決壊が生じた事例で詳細な地形情報が得られているものは限られており、本研究により、大規模天然ダムを対象にモデルの適用性が検証されたと言える。また、洪水ハイドログラフや決壊後の地形形状などとの比較に加えて、天端の河床や湛水位の低下の時間的経過など、決壊洪水が発生していく過程についても、映像との比較検証を行うことができた。この結果、シミュレーションから得られる堤体の侵食速度などの物理量が、ある程度の精度で議論できることが示された。このことから、現地調査により堤体材料の物性に関わるデータを取得し比較検証することによって、モデルの精度が大きく向上し、その適用性が高まることが示唆された。

(第4章)

アンボン島で形成された天然ダムにおいて、インドネシア関係機関によりとられた対応と日本からの支援の内容を整理するとともに、災害発生前の現地における関係機関の対応や住民の行動をヒアリング調査により把握した。また、LADOFモデルを用いて、建設中であった対策工の効果の検証を行い、大規模災害から人的被害を軽減できた要因や、今後の応急対応に向けての課題について考察した。

天然ダム形成後、インドネシア政府は、日本からの支援も踏まえ、対策工の建設とともに

に、警戒避難体制の整備などの対策を進めた。取り組みの中には、水位観測ブイを用いた土木研究所との湛水位の共同観測や、日本の草の根無償資金協力による住民啓発プログラムなども含まれ、防災体制の強化に大きな成果があげられたと言える。住民啓発プログラムを主導した NGO 関係者へのヒアリングからは、天然ダムの決壊現象や避難の必要性が住民を含む関係者に良く理解され、認識の共有が図られていたことや、湛水位の情報が現地で共有され、警戒体制の強化に役立てられていたことなどが分かった。人的被害を回避できた要因と、大規模天然ダムが形成された場合の今後の課題として、つぎのことが挙げられる。

- (1) 自然災害から人的被害を回避する上で、避難の開始を判断するために必要な情報の収集と伝達、避難の必要性に対する住民の理解は大きな鍵であり、住民啓発プログラムの成果や情報を住民に確実に伝達するための取り組みなどにより、被害を最小限に抑えることにつながったと考えられた。
- (2) 大規模天然ダムの場合などで、天然ダム形成地点から遠く離れた住民に、避難の必要性について理解を得るには、CG 映像のような視覚的な素材による災害特性の説明や、湛水位等の災害の切迫性に関わる情報を、マスメディア等の協力も得て、繰り返し流すなどの対応が必要と考えられる。
- (3) 住民による事前の防災行動には、地区により差が見られ、想定される被害の程度や切迫性を段階的に評価し、それに応じた警戒避難を行うことの合理性が示唆された。天然ダムの規模や地形条件等により、被害範囲が広域に及ぶ場合には、被害の程度や洪水到達時間などを指標として対象地域を区分した上で、湛水位に応じた切迫性の評価と合わせて、きめ細かな避難計画、緊急対応計画を作成することが必要と考えられる。

つぎに、LADOF モデルを用いて、建設途中であった天端排水路と減勢工の効果を検証した。計算にあたっては、脚部の洗堀による構造物の倒壊をモデル化し、構造物が侵食を抑制することにより、洪水ピーク流量や洪水発生時間に与える影響を評価した。計算ケースは、排水路が施工途中の段階で越流することを想定し、排水路と砂防堰堤の配置を組み合わせ設定した。得られた成果は、つぎのとおりである。

- (1) ほぼ全てのケースで、ピーク流量は無施設と同程度であったのに対して、流量ピークについては 30 分から 120 分程度の遅延効果が見られた。排水路が施工途中の段階においても、洪水ピークの発生を遅らせ、警戒避難のためのリードタイムの確保に寄与できる可能性が確かめられた。アンボン島天然ダムにおける決壊洪水の発生直前の施設配置を表すケースでは、約 2 時間のピーク遅延効果が見られた。
- (2) 縦断侵食の進行経過は、対策工の有無にかかわらず、天端上を上流端に向かって侵食が進行していく段階と、侵食が上流端に達し河床が急速に低下する段階に分かれていた。一旦、天端上流端の河床が低下し始めると、構造物により河床の低下速度を抑えることは困難であり、アンボンのような大規模な天然ダムでは、排水路が施工途中で越流に至った場合、洪水ピーク流量を低減させることは期待できないと考えられた。
- (3) 決壊前日までに避難していた住民を除くと、避難の開始から決壊洪水発生までの時間は約 2～3 時間程度と、時間的な猶予はほとんど無く、排水路と減勢工による 2 時間の

ピーク遅延は、避難のリードタイムを確保する上で大きな役割を果たしていた。発展途上国においては、避難の開始が住民の判断に委ねられる場合や、対策のための予算措置が十分でない場合も多いと想定され、避難のためのリードタイムの確保など、減災を視野に入れた対策は有効な手段となり得る。

- (4) 排水路に関して、流量ピークを遅延させる効果を段階的に高め、安全上有利となる配置パターンと施工順序のあることが分かった。一方で、斜面形状と構造物の位置関係によっては、天然ダムの決壊を早める可能性のあることが示唆された。対策施設の配置計画や施工計画を検討する際には、十分な留意が必要である。

大規模な天然ダムが形成され、事前の警戒避難の取り組みや構造物による対策を経て、決壊を迎えた例は少なく、本研究は、住民の避難行動や応急対応の成果、課題などが詳細に検証された貴重な事例と考えられる。また、対策工については、これまで行われてきた水路実験による方法に加えて、シミュレーションにより検証する手法を提示し、実際の事例に適用し効果を検証することができた。

天然ダム形成時の対応については、近年の実際の事例への対応を通じて、多くの知見が蓄積されてきた。しかしながら、歴史上見られたような大規模天然ダムに対する対応を考える上では、まだ多くの課題が残されていると言ってよい。本研究では、危機管理の基礎となるシミュレーション技術の向上に関わる知見を示したほか、大規模天然ダムに対する応急対応を進めていく上での考え方を提示した。過去の災害事例なども踏まえ、シミュレーションにもとづく具体的な危機管理計画を定めるとともに、演習や訓練を通じて、より実行性の高いものへと改善を図っていく必要がある。アンボン島の天然ダム災害では、人的被害を最小限に抑えることができたが、住民の災害現象に対する理解と、避難行動を促すための情報の伝達が重要であることが改めて示された。天然ダム災害に対する一般の理解を得ることは容易ではないが、具体的な災害シナリオを想定した演習などさまざまな機会を通じて、周知啓発を進めていくことが必要とされる。本研究の成果が、大規模天然ダム災害への危機管理に向けた取り組みに資することを期待する。

謝辞

本研究の対象であるアンボン島は、広大なインドネシアの国土の中でもニューギニア寄りに位置する南海の島です。首都ジャカルタから、約 2,500km 離れています。天然ダム形成後、JICA 調査団の一員として派遣されたほか、天然ダム決壊後には国土交通省調査団として現地調査を行うなど、現地には計 3 回、足を運びました。いずれの調査も、多くの方々とともに遠く日本から現地に赴き、インドネシア政府の協力も得ながら実現できたものです。本研究は、これらの多くの方々と苦労をともにしながら得られた成果を取りまとめたものと言えます。

2012 年 9 月に、JICA 調査団として現地に派遣された際には、砂防フロンティア整備推進機構渡部文人氏（現神戸製鋼所）、砂防地すべり技術センター比留間雅紀氏とともに、現地調査を実施しました。2013 年 3 月には、再び現地踏査を行うとともに、合わせて土研式投下型水位観測ブイとインターバルカメラの設置などを行いました。土木研究所火山・土石流チーム森田耕司主任研究員（現国土交通省砂防部）、梶昭仁交流研究員（現東京建設コンサルタント（株））、（株）拓和柳町年揮氏、伊藤洋輔氏とともに、観測機器等を現地まで運搬し作業にあたりました。天然ダム決壊後の国土交通省による調査団派遣では、土木研究所火山・土石流チーム山越隆雄主任研究員（現ブラジル国派遣 JICA 専門家）、（財）砂防地すべり技術センター萬徳昌昭氏（現国土技術政策総合研究所）、北海道大学野呂智之特任准教授（現国土技術政策総合研究所）、国土技術政策総合研究所砂防研究室野村康裕研究官（現内閣府）とともに現地調査を行いました。これらの現地調査は、いずれもインドネシア公共事業省澤野久弥 JICA 派遣専門家（現土木研究所水災害・リスクマネジメント研究センター）、守安邦弘専門家（現日本水フォーラム）、国家防災庁徳永良雄専門家（現土木研究所水災害・リスクマネジメント研究センター）に、インドネシア側との調整、現地への同行など、さまざまな協力をいただき実施したものです。また現地調査の際には、八千代エンジニアリング（株）福嶋淳一氏、松永繁氏に、協力をいただきました。

インドネシア公共事業省水資源総局関係者とは、天然ダムの形成から決壊に至る一連の調査において、天然ダムへの対策について議論を行ったほか、共同での現地踏査や観測機器の設置など多大な協力をいただきました。提供をいただいた資料は、地形図、空中写真、映像資料、対策工設計図書など多岐にわたります。中でも、水資源総局故 Tommi 氏、Sudarsono 氏、Arung 氏、水資源研究所 William 氏とは、現地踏査や観測機器の設置などで苦労をともにしました。また、観測機器のメンテナンスとデータ回収、映像資料の入手には、現地のマルク水資源事務所 Sutiono 氏に多大な尽力をいただきました。本研究は、このようなインドネシア関係者の協力が無ければなし得なかったものです。心より、感謝を申し上げます。

本研究では、国土技術政策総合研究所砂防研究室により提供された衛星 DEM を使用して、決壊前後の地形形状の変化の分析やモデルによるシミュレーション計算を実施しました。また、八千代エンジニアリング（株）の下田義文氏、溝口昌晴氏、松永繁氏、福嶋淳一氏、竹島秀大氏、池田誠氏、西尾陽介氏の各氏には、現地調査をはじめ、土質試験、各種資

料の収集整理に協力をいただきました。現地映像の判読、天然ダムの地形形状や粒度構成などの分析には、土木研究所火山・土石流チーム梶昭仁交流研究員（現東京建設コンサルタント（株））に多大な協力をいただきました。また、LADOF モデルを用いた解析には、アジア航測（株）吉野弘祐氏に多大な協力をいただきました。両氏とは、本研究の全般を通して議論を行い、研究を進める上で多くの有益な示唆をいただきました。心より、感謝を申し上げます。また、シミュレーションモデルの適用と検証にあたっては、砂防フロンティア整備推進機構森俊勇氏、千葉幹氏、アジア航測（株）柏原佳明氏、国土技術政策総合研究所砂防研究室内田太郎主任研究官、政策研究大学院大学水山高久教授に、ご協力とご助言をいただきました。天然ダム決壊時の現地状況に関するヒアリング調査では、Alif Ferdian 氏より快く協力をいただき、多くの貴重な情報を得ることができました。天然ダムへの警戒避難に関する課題の検証については、澤野久弥 JICA 派遣専門家（現土木研究所水災害・リスクマネジメント研究センター）、徳永良雄専門家（現土木研究所水災害・リスクマネジメント研究センター）とともに行った取り組みをもとにまとめたものです。また、現地調査の実施のほか、研究を進めていく上で、土木研究所火山・土石流チームの皆様に、さまざまなご支援をいただきました。

政策研究大学院大学水山高久教授には、天然ダムの形成直後からご助言をいただくとともに、本研究の取りまとめにあたってもご指導をいただきました。また、京都大学大学院農学研究科小杉賢一郎教授には、本研究の取りまとめにあたり、丁寧なご指導をいただきました。心より、感謝を申し上げます。

大規模な決壊洪水により、村の約 3 分の 2 が流出する大きな被害を被りましたが、人的被害は 2 名と最小限に抑えられました。日本から行われた支援と、それらを現地の状況に合わせて、インドネシアの関係者が具体的な対策へと展開したことによる防災上の大きな成果であると言えます。一方で、村人が元の生活を取り戻すまでには、長期間を要すると考えられ、本研究を取りまとめている時点でも、まだ不自由な生活を余儀なくされているとのことです。決壊前は、人々が穏やかに暮らすのどかな村でした。自然災害は、大きな被害が生じることで、対策の向上や研究が進展する皮肉な側面を有しますが、本研究の事例も、まさにそのとおりと言えます。本研究の成果が、今後の天然ダム対策の向上と研究の発展に貢献することを祈念する次第です。