

特集 記事

天然ダム研究の最前線

編集委員会

主査 王 功輝*

本特集の趣旨

王 功輝*

「天然ダム」とは、地すべりや大規模崩壊などにより、斜面から移動した土砂が河道を閉塞し、その背後で河川水が湛水される現象である。このような天然ダムは脆弱で、構造的に不安定な場合が多く、移動土砂の自重や越流水により容易に崩壊し、時として湛水した水とともに一気に流下し、甚大な二次災害を引き起す場合もある。例えば、1786年中国四川省で起きた地震により大渡川で形成された天然ダムにおいては、地震の10日後に決壊して、巨大な洪水が発生し、その被害域は1,400kmの下流まで達して、約10万人の犠牲者が出た。また、2004年の新潟県中越地震および2008年の中国四川大地震など、近年国内外頻発している内陸直下型地震により多くの天然ダムが形成され、地震災害の復旧に大きな影響を与えたことは記憶に新しい。更に、本特集記事を編集している最中に、台風12に伴う豪雨により紀伊半島において、数多くの大規模地すべりが発生し、移動土塊により川が堰き止められ、天然ダムが形成された。これらの天然ダムが、その後の台風15号に伴う降雨により、決壊の危機に晒され、災害後の人命捜索や復旧・復興に大きな影響をもたらした。このような天然ダムを伴う災害が発生した際に被害を最小限に食い止めるには、ダム形成直後に決

壊危険度を的確に評価し、迅速かつ適切な応急対策計画を実施することが重要である。そのためには、天然ダムの発生機構、決壊の有無、決壊の特性および決壊による二次災害の予測、応急・恒久対策などの多岐にわたる従前の知見、事例について検討する必要がある。

本特集は、近年天然ダムの研究および対策に携わっている方を中心にご執筆を頂き、歴史地震や降雨により発生した天然ダムおよびそれにより発生した災害事例、近年の天然ダムとその対策の事例、天然ダムの安定性評価手法開発、決壊に対する危機管理などについての研究の現状と問題点、今後検討すべき課題について提起するものである。

一方で、「天然ダム」という現象に対する表現が統一されていないのが現状である。例えば、日本の国土交通省はこの現象を河道閉塞と呼称している。2004年10月23日に発生した新潟県中越地震において、新潟県古志郡古志村を流れる芋川流域で複数の天然ダムが形成された。その時点において、天然ダムという言葉はすでに学術用語として広く用いられており、当初は国土交通省もこの表現を採用していた。しかし、国土交通省は、この表現が「美しい印象を与えてしまう恐れがあり被災者の心情にそぐわない」ことを理由として、この現象を示す表現を「河道閉塞」に改めることとした。また、最近のマスメディアなどの報道では、地震湖、震災湖、地震ダム、震災ダム、土砂崩れダム、土砂ダム、災害ダムなどと異なった表現が多く用いられている。研究者の間でも「天然

*京都大学防災研究所

ダム」と「地すべりダム」といった表現が使われ、統一されていないことも事実である。こういった状況は下記の内容から伺える。即ち、「天然ダム」という現象に対する認識や研究が未だに不十分だとも言える。従って、本特集記事においては、各研究者の主張を尊重し、記事に使用する表現を統一しないことにした。今後のさらなる活発な議論の端緒となり、この現象に対する研究を推進することを期待したいと思う。

1. 日本の天然ダム事例の紹介

井上 公夫*

1.1 河道閉塞と天然ダムの用語について

2002年に田畑・水山・井上『天然ダムと災害』（古今書院）を発売してから、2年後の2004年10月23日17時56分に新潟県中越地震（M6.8）が発生した。この地震によって、中越地方の多くの河谷斜面で崩壊・地すべりが発生した。そして、数十箇所まで河道が閉塞され、「天然ダム」が形成された。主な天然ダムでは、決壊による災害を防止するために、ハード・ソフト様々な対応策が実施された。また、2008年6月14日に岩手・宮城内陸地震が発生し、多くの天然ダムが形成され、天然ダム対策が実施された。

このような状況を受け、水山高久監修・森俊勇・坂口哲夫・井上公夫編著『日本の天然ダムと対応策』（古今書院）を2011年10月に刊行した。

「天然ダム」という用語は、地形学や防災関係者でしばしば使われていた用語であったが、中越地震後の新聞投書で「天然という言葉が良いイメージにつながる」という指摘があり、当時の山古志村の長島忠美村長は、「天然はきれいなもののような印象を与える」と発言した。このため、国土交通省では2004年11月12日から「河道閉塞」という言葉を使うようになった。岩手・宮城内陸地震（2008）時には、報道機関では「震災ダム」「土砂ダム」「土砂崩れダム」「地すべりダム」という用語がしばしば使われた。

研究者や報道機関によって（2011年11月13日のGoogle検索結果）、「自然ダム」（1510万件）、「天然ダム」（410万件）、「土砂ダム」（176万件）、「土砂崩れダム」（31万件）、「震災ダム」（1200万件）、「地すべりダム」（18万件）、「河道埋塞」（28万件）、「河道閉塞」（4.2万件）、「せき止め湖」（24万件）等の用語が使われ、混乱したままの状態となっている。

筆者らにも多くの問い合わせがあったので、最初に用語について整理してみる。

1) 「天然ダム」という用語

Schuster (1986) は、『Landslide dams』で、このような現象を詳しく説明している。Schusterはこのような現象を、

- ・ Constructed dam
- ・ Landslide dam
- ・ Glacial dam

と分類している。つまり、LandslideをConstructedの対句として使用している。

O'Connor & Costa (2004) は、世界の最も激甚な洪水災害の事例を収集・整理し、原因を

- ・ Ice-dam failure
- ・ Ice jam and snowmelt
- ・ Proglacial-lake overflow
- ・ Landslide-dam failure
- ・ Caldera-lake breach
- ・ Lake basin overflow
- ・ Rainfall

と分類した。

英文のGoogle検索結果によれば、Natural damが1億4800万件、Natural landslide damが223万件、Landslide damが153万件となっている。

英語のLandslideという用語は、Verns (1958, 1978) のように、落石・崩壊・土石流、泥流など、土砂移動のかなり広い意味で使用されている(WP/WLI, 1993, Cruden & Verns, 1996)。

地すべりに関する地形地質用語委員会編(2004)では、地すべりという用語を海外で広く使われている意味で「広義の地すべり」という用語を説明している。しかし、日本では「狭義の地すべり」

*財団法人砂防フロンティア整備推進機構

の意味で、地すべりという用語が使われている場合が多い。

日本地すべり学会関係者は、「狭義の地すべり」だけでなく、崩壊や土石流も含むという研究範囲を拡大する動きもあって、Schuster (1986) の『Landslide dams』を受けて、「地すべりダム」という用語を使っている(丸井ほか, 2005, 日本地すべり学会, 2010など)。

(社)全国防災協会の二次災害防止研究会(1986~1994)は『二次災害の予知と対策』(No. 1~No. 5)で、「天然ダム」と「河道埋塞」という用語を用いた。特に、水山(1994)はNo. 5の第1編で「河道埋塞」の発生機構について詳しく説明している。

国土交通省河川局(2005)の『国土交通省河川砂防技術基準同解析, 計画編』では、「天然ダム等・・・」と表現された。2008年の岩手・宮城内陸地震後の対応策では、国土交通省砂防部などの広報や各種の基準では、「天然ダム」という用語が使用されている。

2011年9月の台風12号では、「土砂ダム」「土砂崩れダム」「せき止め湖」「天然ダム」などの用語が使われている。

2) 当時の人はどう表現したか

過去の天然ダム関係の土砂災害事例を調査すると、河道閉塞によって天然ダムが形成された事例も多い。表1.1は、河道閉塞による湛水現象の表現の変遷を示したものである(井上, 2005)。突然河道が閉塞され、上流側が湛水して徐々に水位が上昇して行く現象や満水後の決壊による洪水被害を目の当たりにした当時の住民や為政者は驚異に感じたであろう。

このため、天正地震(1586)時には「堰止メ」、会津地震(1611)時には「沼, 新湖」、琵琶湖西岸地震(1662)や宝永地震(1707)時には「大池」、天和地震(1683)時には「湖水, 五十里湖」、善光寺地震(1847)時には「湛水」、飛越地震(1858)時には「水溜, 大水溜」、十津川水害(1889)時には「新湖」、濃尾地震(1891)時には「溜水」、秋田仙北地震(1914)時には「新二生ゼシ水面」、関東地震(1923)時には「震生湖」、長野県西部地震

(1984)時には「自然湖, ダム湖」、兵庫県南部地震(1995)時には「天然ダム」など、様々な表現が使用されており、今までこれらの現象に対する用語についての学会などでの統一見解は出されていない。

また、1963年にイタリアのバイオントダムで発生した貯水池周辺の地すべり災害後(尾崎, 1966, 奥田, 1972, 井上, 2004)、日本でも貯水池周辺の地すべり対策に多くの関心が集まるようになった(国土技術研究センター編, 2010)。

1.2 天然ダム事例の集計

1) 天然ダム事例の一覧表

建設省中部地方建設局(1987)、井上・南・安江(1987)は、1984年の長野県西部地震による御岳崩れ(伝上崩れ)による天然ダムの形成などをきっかけとして、日本国内で形成された天然ダムのうち、発生年月日と形成地点(1/2.5万地形図上で位置と形態)、継続時間などがわかっている被災事例を収集・整理した。田畑・水山・井上(2002)では、その後の15年間の調査結果を踏まえて、天然ダムによる被災事例の一覧を作成した。この一覧表では、29災害79事例の特性を整理している。

2002年以降、新潟県中越地震(2004)、宮崎県耳川(2005)、岩手・宮城内陸地震(2008)などで、多くの天然ダムが形成された。また、史料調査の進展によって、11災害の天然ダムが明らかになった。上記以外にも重要と思われる事例を追加して、図1.1の日本の天然ダムの形成地点一覧図(61災害168事例)を作成した。集計整理できた災害事例は、左上の表に示してある。

地球惑星科学関連学会2009年合同学会では小嶋智・諏訪浩・横山俊治(2009)がコンビーナとなって、セッション(Y229)「地すべりダムとせき止め湖: 形成から発展, 消滅まで」が開催され、14編の地すべりダム関連の発表が行われた。井上(2009)は、「大規模天然ダムの形成と決壊洪水の事例紹介」と題して、基調発表した。これらの発表の中には、形成年月日が判明していないため(¹⁴C年代などは判明している)、図1.1に採択しなかった事例もある。

表 1.1 河道閉塞による湛水現象の変遷 (井上, 2005)

時代区分	西暦	和暦	誘因・災害名	堰止めた崩壊	当時の表現
江戸以前	1586. 01. 18	天正十三年十一月廿九日	天正地震	帰雲山, 他	「堰止メ…」等の動詞的表現 地震で山がゆり崩れ, 山河多く堰き止められ, 内嶋氏の在所へ大洪水が襲来した」 (宇野主水著『宇野主水日記』)
江戸 (前期)	1611. 09. 27	慶長十六年八月廿一日	会津地震	太平, 他	沼, 新湖 「太平の山慶長十六年八月の地震に抜け落ちて沼と成れり」, 「山崎前大川地形動上て 流水湛, 四方七里に横流す新湖となり」『新宮雜業記』
	1662. 06. 16	寛文二年五月一日	琵琶湖西岸地震	町居割れ	大池 「坊村の人家は浮流し, 十五日辰下刻, 切れて水位が低下したが, その後も町居から 明王院の下付近まで湛水が残り, 大池となっていた」『明王院文書』
江戸 (中期)	1683. 10. 20	天和三年九月一日	天和地震	葛老山崩壊	湖水, (五十里湖) 「戸板山東斜面が大音響とともに崩れ落ちて, 二つの河川を一気に堰き止めた。 …二十四日後には小田川原という所まで湖水になった。」『新古郷案内記』
	1707. 10. 28	宝永四年十月四日	宝永地震	大谷崩れ	大池 「安倍川の本川である三河内川を堰止め, 天然ダムを形成した。この天然ダムは大池と呼ばれており」 田畑・水山・井上 (2002) 天然ダムと災害, p. 20 大池という名称の起源は記されている原本は不明。
江戸 (後期)	1847. 05. 08	弘化四年三月廿四日	善光寺地震	岩倉山, 他	湛水 「山中虚空蔵山また岩倉山抜け崩れ, 犀川の大河を止め湛水に民家浮沈」 小林計一郎 (1985) 善光寺地震, 一地震後世俗語之種一, 銀河書房, 269p.
	1854. 12. 23	安政元年十一月四日	安政東海地震	白鳥山崩壊	「堰止メ…」等の動詞的表現 「富士川を三日間堰き止めた後決壊し」静岡県, 1996, 静岡県史, p. 109 原本は不明
	1858. 04. 09	安政五年二月廿六日	飛越地震	鳶崩れ	水溜, 大水溜 「大水溜, 水溜」安政大地震大鳶山小鳶山々崩大水淀見取絵図『杉本文書』
	1889. 08. 20	明治22年	十津川災害	古屋山, 他	新湖 「河原樋川ヲ遮断シ一夫大新湖ヲ生ゼシガ此ニ至テ決壊シ」宇智吉野郡役所 (1891) 吉野郡水災誌, 卷之壹～卷之十一 (復刻版 (1981) 十津川村)
明治	1891. 10. 28	明治24年	濃尾地震	板所山, 他	湛水 「湛水」岐阜日日新聞, 明治24年11月12日号の「水鳥の湛水と板所山の崩壊の図」より
	1914. 03. 15	大正3年	秋田仙北地震	布又沢, 他	新二生ゼシ水面 「新二生ゼシ水面」壁海 (1915) 震災予防調査会報告, 82, 31-36, 大橋 (1915) 震災予防調査会報告, 82, 37-42 のどちらかだと思う
大正	1923. 09. 01	大正12年	関東地震	秦野の地すべり	(震生湖) 「関東ローム層が地すべりを起こし, 丘陵地内の小溪流を堰止め, 「震生湖」が形成された」 田畑・水山・井上 (2002) 天然ダムと災害, p. 32. 震生湖という名称の起源が記されている原本は不明
	1930. 11. 26	昭和5年	北伊豆地震	梶山, 他	「堰止メ…」等の動詞的表現 「大野村入口に大なる山崩れあり。川を一時堰き止めて今尚小湖水をなす。」 中央气象台 (1930) 昭和五年十一月二十六日北伊豆地震報告, 134-135
昭和	1984. 09. 14	昭和59年	長野県西部地震	御岳崩れ	自然湖, ダム湖 「王滝川をせきとめてできた自然湖」長野県西部地震の記録編纂委員会 (1986) 『まさか王滝に!』367p. 「王滝川まるでダム湖」『まさか王滝に!』の本文中へ掲載の1985. 9. 17新聞記事 (新聞社不明) より
	1995. 01. 17	平成7年	兵庫県南部地震	仁川地すべり	天然ダム 「多量の崩土が仁川を堰止め, 小規模な天然ダムができました。」 建設省河川局砂防部 (1995) 地震と土砂災害 p. 14
平成					

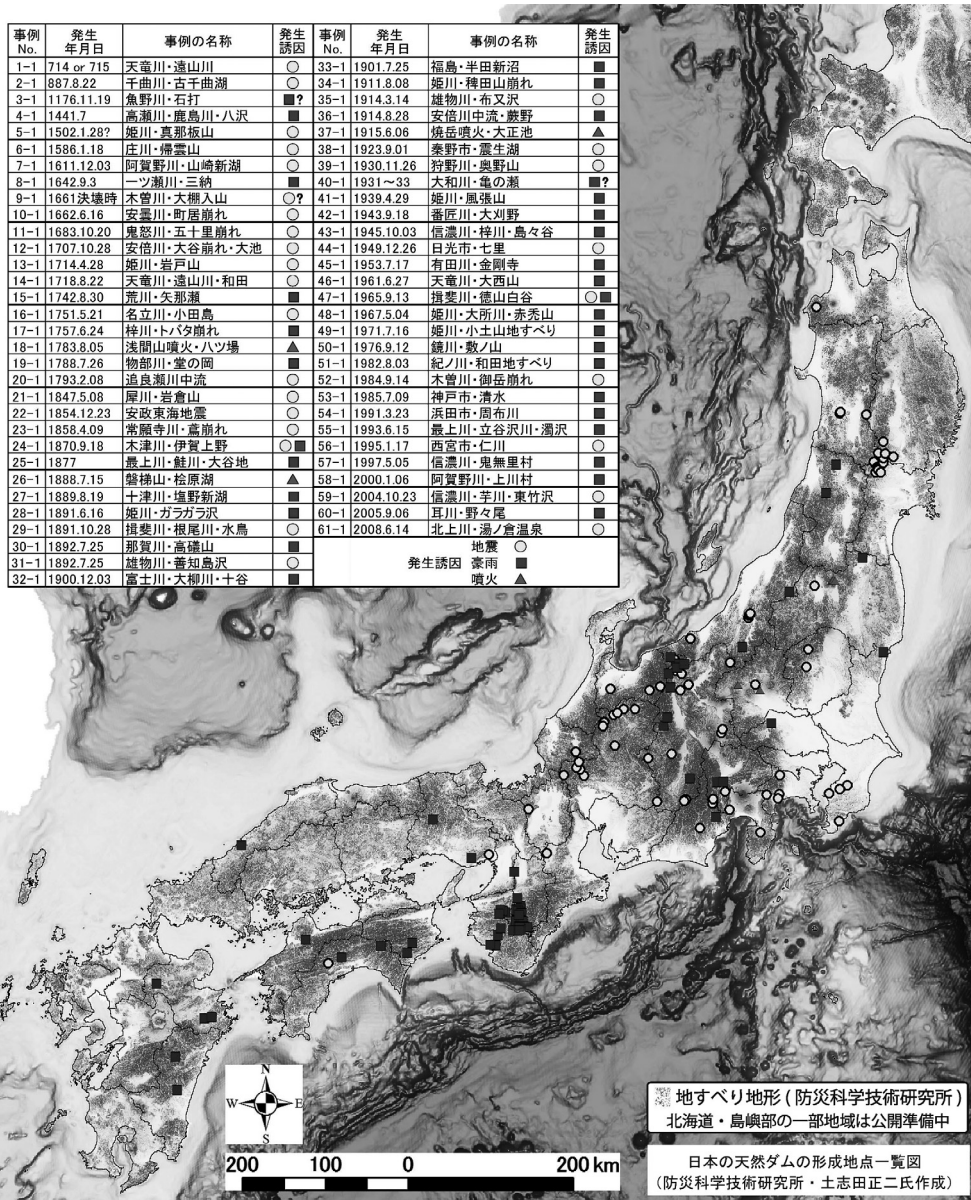


図1.1 日本の天然ダムの形成地点一覧図 (水山ほか, 2011)

2) 天然ダムの規模別順位

図1.1の背景には、地形の起伏状況と防災科学技術研究所が公開している地すべり地形を示している。この図によれば、天然ダムの分布には疎密度があり、日本列島の地形・地質条件に関連していることが判る。

表1.2と1.3は、集計した天然ダムの湛水量と湛水高の順位表である。湛水量の最大値は、五畿七道地震(888)による八ヶ岳の古千曲湖1で、5.8億m³にも達する。10位でも鬼怒川の五十里崩れ(1863)で、5800万m³となっている。

湛水高の最大値は、十津川水害時(1889)の小

表 1.2 日本の天然ダムの湛水量の順位 (水山ほか, 2011)

順位	事例 No.	発生年月日	名称	発生原因 地震名称 (M)	湛水高 (m)	湛水量 (m ³)
1	2-1	887.8.22	千曲川・古千曲湖1	五畿七道, M8.0-8.5	130	5.8E+08
2	21-1	1847.5.08	信濃川・犀川・岩倉山	善光寺地震, M7.4	65	3.5E+08
3	7-1	1611.12.03	阿賀野川・山崎新湖	会津地震, M6.9	10	1.8E+08
4	6-1	1586.1.18	庄川・帰雲山崩れ	天正地震, M7.8-8.1	90	1.5E+08
5	26-1	1888.7.15	磐梯山・桧原湖	水蒸気爆発	25	1.5E+08
6	5-1	1502.1.28?	姫川・真那板山	越後南西部, 6.5-7.0	140	1.2E+08
7	3-1	1176.11.19	魚野川・石打	豪雨?	80	9.2E+07
8	17-1	1757.6.24	信濃川・梓川・トバタ崩れ	豪雨	130	8.5E+07
9	30-1	1892.7.25	那賀川・高磯山	豪雨	80	7.5E+07
10	11-1	1683.10.20	鬼怒川・五十里崩れ	日光南会津, M7.0	58	6.4E+07

表 1.3 日本の天然ダムの湛水高の順位 (水山ほか, 2011)

順位	事例 No.	発生年月日	名称	発生原因 地震名称 (M)	湛水高 (m)	湛水量 (m ³)
1	27-19	1889.8.19	十津川・小川新湖	十津川水害	190	3.8E+07
2	23-1	1858.4.09	鳶崩れ・常願寺川・真川	飛越地震, M7.0-7.1	150	3.8E+07
3	5-1	1502.1.28?	姫川・真那板山	越後南西部, 6.5-7.0	140	1.2E+08
4	27-5	1889.8.19	十津川・立里新湖	十津川水害	140	2.6E+07
5	1-2	714or715	天竜川・遠山川・池口	遠江地震	130	3.1E+07
6	2-1	887.8.22	千曲川・古千曲湖1	五畿七道, M8.0-8.5	130	5.8E+08
7	17-1	1757.6.24	信濃川・梓川・トバタ崩れ	豪雨	130	8.5E+07
8	21-5	1847.5.08	信濃川・中津川・切明・南側	善光寺地震	110	2.8E+07
9	21-6	1847.5.08	信濃川・中津川・切明・西側	2箇所に形成	110	2.6E+07
10	6-4	1586.1.18	庄川・前山地すべり	天正地震	100	2.0E+07

川新湖で190mにも達する。10位でも天正地震(1586)時の庄川・前山地すべりで、100mにも達する。

このような大規模天然ダムが形成された場合、新潟県中越地震(2004)や岩手・宮城内陸地震(2008)時のような天然ダム対策(ハード対策)は困難であろう。湛水高が高く、湛水量が大きな天然ダムが形成された場合の対応策(警戒避難を主とするソフト対策)も検討しておく必要がある。

1.3 明治22年(1889)の紀伊半島の天然ダム

本稿を書いている最中に台風12号の襲来によって、紀伊半島で多くの天然ダムが形成され、様々な対応策が実施されつつある。図 1.1 に示したように、明治22年(1889)8月19~20日の台風襲来によって、奈良県十津川流域(宇智吉野郡)では大規模な崩壊・地すべりが1,146箇所、天然ダムが

28箇所以上発生し、249名もの死者・行方不明者を出した。当時の十津川村(北十津川, 十津花園, 中十津川, 西十津川, 南十津川, 東十津川, 東十津川村)は、戸数2,415戸、人口は1万2,862人であった。十津川流域は幕末時に勤皇志士を多く輩出したこともあって、明治天皇の計らいで、被災家族641戸、2,587人が北海道に移住し、新十津川村を建設したことが知られている(芦田, 1987, 田畑ほか, 2001, 鎌田・小林, 2006)。

しかし、この豪雨時に和歌山県内では、死者・行方不明者1,247人、家屋全壊1,524戸、半壊2,344戸、床上・床下浸水33,081戸、田畑流出・埋没・冠水8,342haもの被害が出ていたことはあまり知られていない。和歌山県側の災害状況については、明治大洪水誌編集委員会(1989)の『紀州田辺明治大洪水。—100周年記念誌—』などに詳しく記載されている。

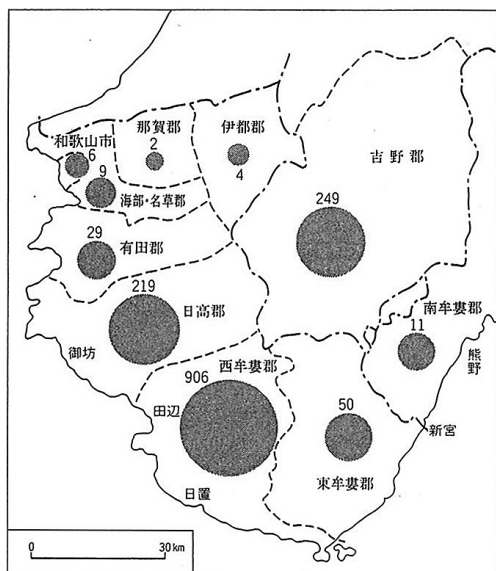


図 1.2 奈良・和歌山県の郡市別の犠牲者数 (明治大洪水誌編集委員会, 1989)

内務省地理局中央気象台の明治22年8月19日の天気図などによれば、8月18日から19日の朝にかけて、四国の南海上にほとんど停滞していた台風は、20日にかけて時速10~15km/hでゆっくりと北上し、四国・中国地方に向かった。台風の北上に伴い南風が紀伊半島の山脈を衝いて、1,000mm以上の激しい豪雨をもたらした。

図 1.2 は、奈良・和歌山県の郡別の犠牲者数を示している。明治22年豪雨は、紀伊半島でも和歌山県西牟婁郡・日高郡から奈良県吉野郡にかけて激しかった。このため、上記の3郡を中心として極めて多くの山崩れが発生し、急峻な河谷が閉塞され、各地に天然ダムが形成された。これらの天然ダムは豪雨時、または数日~数か月後に満水になると決壊し、決壊洪水が発生して、1,000人以上の犠牲者がでる事態となった。

和歌山県でも最も被害の大きかったのは西牟婁郡で、西牟婁郡の中でも犠牲者は会津川流域と富田川流域に集中している(図 1.3)。特に、富田川流域の罹災率は2.89%で、十津川流域の1.03%、会津川流域の0.94%よりも大きい。会津川(秋津川)は流域面積が小さいにもかかわらず、中流部での天然ダムの決壊によって、下流部の田辺の市

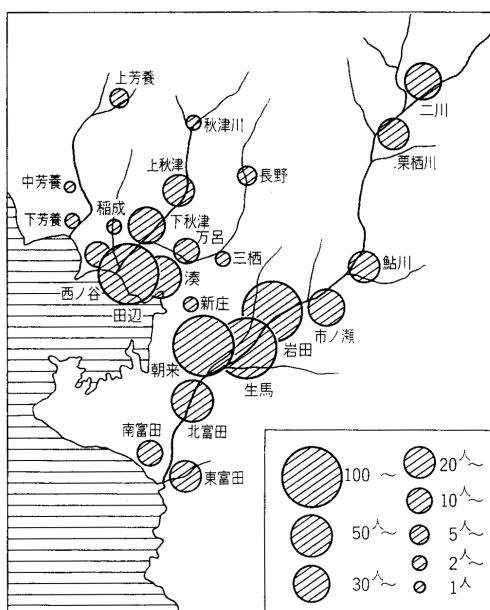


図 1.3 秋津川・富田川流域の水害激甚地の市町村別犠牲者数 (明治大洪水誌編集委員会, 1989)

街地で激甚な被害となった。

1.4 1889年災と2011年災害の比較

2011年8月30日~9月6日に台風12号が襲来し、紀伊半島を中心として広範囲に連続降雨量が1,000mmを超える降雨があった。国土交通省のレーダー雨量観測では、奈良県上北村大台ヶ原で2,436mmにも達した。

ヘリコプターからの観察で17ヶ所の天然ダムが認められたが、そのうち5ヶ所は土砂災害防止法の改正(2011年5月1日施行)に基づき、緊急調査対象箇所(高さ20m以上)と指定され、国土交通省近畿地方整備局が緊急調査を行っている。独立行政法人土木研究所が開発した投下型水位計(2008年の岩手・宮城内陸地震時に開発)を設置し、常時観測(1時間毎に測定結果と降雨量を公開)しながら状況を監視した。それらの結果や決壊シミュレーションをもとに、氾濫想定範囲などを推定し、「土砂災害緊急情報」として奈良県・和歌山県や関係市町村に通知した。市町村長は土砂災害緊急情報を受けて、避難勧告・指示を出し、氾濫

範囲の地域住民を避難させた。このような天然ダムの土砂災害緊急情報による警戒・避難活動は、2011年5月から制度化され、台風12号後に初めて実施されたものである。

その後、9月18～21日の台風15号の襲来によっ

て、再び豪雨となり、一部の天然ダムは満水となって溢れだした。しかし、奈良県五條市大塔町赤谷の天然ダムで水位が5 m程度低下したのみで、大規模な土石流は発生していない。

図1.4は、1889年と1953年と今回の天然ダムの

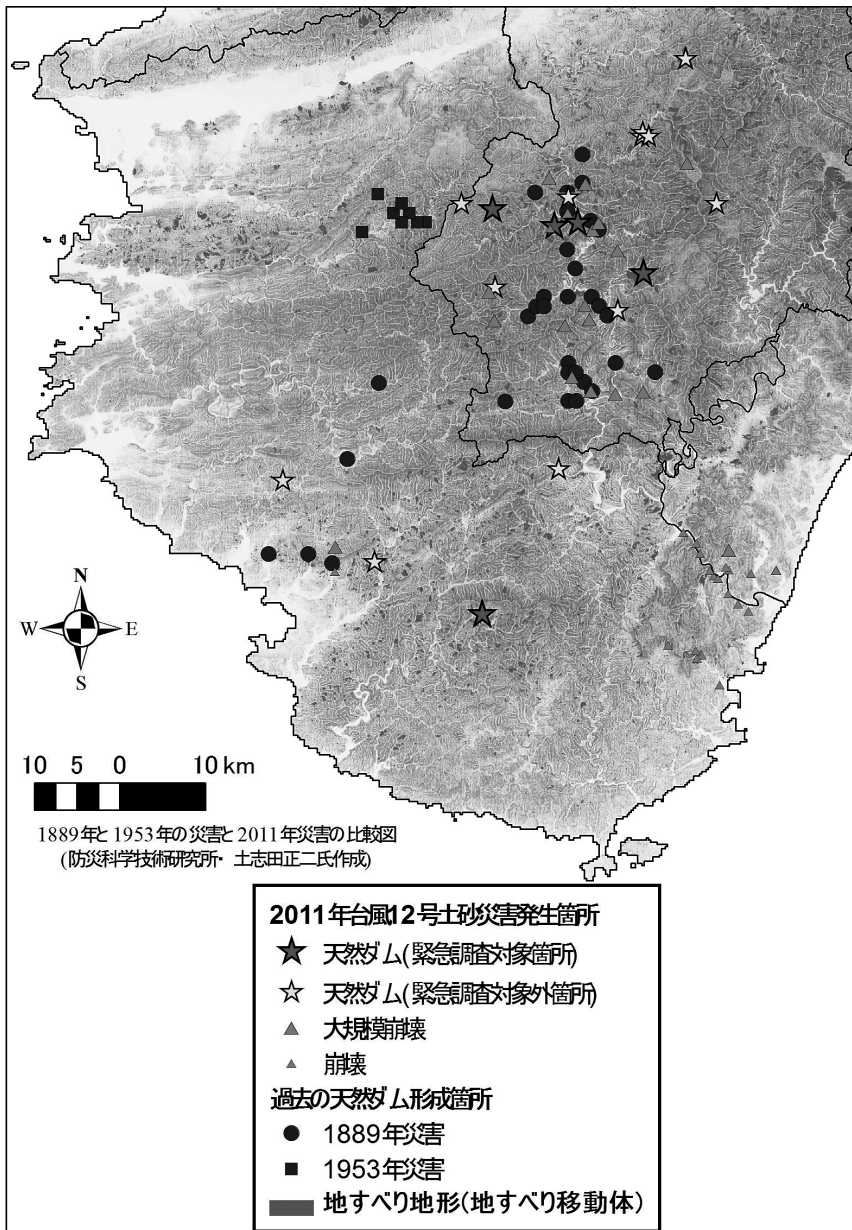


図1.4 1889, 1953年災害と2011年災害の比較 (水山ほか, 2011)

位置を示した図で、防災科学技術研究所が把握した崩壊・大規模崩壊の地点も示している。

1889年では、十津川本川沿いで多くの天然ダムが形成され、その後ほとんどの天然ダムが決壊し、本川の河床が50m前後上昇して、険しいV字谷から少し谷底の広い谷地形に変わったと言われている。2011年の台風12号による天然ダムは、十津川の支流で多く形成されている(本川でも数ヶ所で形成されたが、1日以内に決壊している)。このため、各天然ダムへの流入量は比較的少なく、すぐには満水にならなかった。また、河道閉塞した物質がかなり硬質な岩屑(新潟県中越地震時のような軟質な土砂ではない)からなるため、角礫の間から流入水が湧出したことも、大規模な土石流の発生に至らなかった要因の一つであろう。

国土交通省近畿地方整備局などが実施する天然ダム対策によって、早急に地域が復興されることを期待したい。

引用文献

- 芦田和男 (1987) : 明治22年 (1889) 十津川水害について、社団法人全国防災協会、二次災害の予知と対策, No. 2, 河道埋没に関する事例研究, p. 37-45.
- 井上公夫 (2004) : イタリア・バイオントダムの被災地を訪ねて、測量, 2004年12月号, p. 36-38.
- 井上公夫 (2005) : 河道閉塞による湛水 (天然ダム) の表現の変遷, 地理, 50巻2号, p. 8-13.
- 井上公夫 (2009) : 大規模天然ダムの形成と決壊洪水の事例紹介, 地球惑星科学関連学会2009年合同学会予稿集, Y229-001
- 井上公夫・南 哲行・安江朝光 (1987) : 天然ダムによる被災事例の収集と統計的分析, 昭和62年度砂防学会研究発表会概要集, p. 238-241.
- 奥田秀夫 (1972) : バイオントダム地すべりのその後の経緯, 地すべり, 8巻3号, p. 26-29.
- 尾崎雅篤 (1966) : バイオントダムの地すべりについて, 地すべり, 2巻2号, p. 26-29.
- O'Connor J.E. & Costa E. (2004): The World's Largest Floods, Past and Present: Their Causes and Magnitudes, U.S.G.S., Circular 1254, 13p.
- 鎌田文雄・小林芳正 (2006) : 十津川水害と北海道移住, シリーズ日本の歴史災害-2, 古今書院, 181p.
- Cruden, D.M. & Varns, D.J. (1996): Landslide types and processes, in edited by Turner, A.K., & Schuster, R.L., Landslides Investigation and Mitigation, TRB - National Research Council, Special Report, No.247, p.36-75.
- 建設省中部地方建設局河川計画課 (1987) : 天然ダムによる被災事例調査事例集, 119p.
- 国土交通省河川局 (2005) 国土交通省河川砂防技術基準同解説, 計画編, 230p.
- 国土開発研究センター編 (2010) : 改訂版貯水池周辺の地すべり調査と対策, 古今書院, 口絵, 8p., 本文, 286p.
- 小嶋 智・諏訪 浩・横山俊治コンピナー (2009) : 地すべりダムとせき止め湖: 形成から発展, 消滅まで (セッション名: Y229), 地球惑星科学関連学会2009年合同学会予稿集
- Schuster, R.L. (1986): Landslide Dams: Processes, Risk and Mitigation, Geotechnical Special Publication, No.3, American Society of Civil Engineers, 163p.
- 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と決壊に関する事例研究, 一十津川災害 (1889) と有田川災害 (1953)一, 砂防学会誌, 53巻6号, 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, 口絵カラー, 8p., 本文, 205p.
- WP/WLI. (1993): A suggested method for describing the activity of a landslide, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No.47, p.53-57.
- 地すべりに関する地形地質用語委員会編 (2004) : 地すべり, 一地形地質の認識と用語一, 日本地すべり学会, 318p.
- 二次災害防止研究会 (1986~94) : 二次災害の予知と対策, 全国防災協会, No. 1, 178p., No. 2, 194p., No. 3, 432p., No. 4, 164p., No. 5, 196p.
- 丸井英明・渡部直喜・川邊 洋・権田 豊 (2005) : 中越地震による斜面災害と融雪の影響について, 新潟大学・中越地震新潟大学調査団, 新潟県連続災害の検証と復興への視点, p. 148-155.
- 水山高久 (1994) : 第1編 河道埋塞, 二次災害防止研究会: 二次災害の予知と対策, No. 6, p. 25-49.
- 水山高久監修・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, 202p.
- 明治大洪水誌編集委員会 (1989) : 紀州田辺明治大洪水. 一100周年記念誌一, 207p.

2. 天然ダムの安定性評価

中川 一*

形成された天然ダムが安定かどうかを評価することは、ダム形成後にどのような対策対応を緊急にとるべきか判断する上で重要である。安定性はダム堤体を構成物する材料の物理特性に大きく依存するが、試料を得ることが困難なことや得られた試料の代表性の問題もあり、実際には物理特性を正確には把握しにくい。また、安定性はダム堤体の幾何学的な条件にも大きく依存し、安定解析に情報を供するためには堆積前後の地形を短時間のうちに比較分析して堤体形状を決定する必要がある。

2.1 浸透流解析と安定解析とのカップリング

時々刻々の堤体内の水分の消長を浸透流解析で追跡し、これにより堤体内の土壌水分量と間隙水圧を評価することで時々刻々の天然ダムの安全率と限界すべり面を計算し、堤体の安定性を検討することができる。ダム湖の水位の時間変化はダム湖への流入流量と堤体への浸透流量との連続関係から求められる。カップリングモデルのフローの概要は図2.1に示すとおりである。ここでは浸透流解析および安定解析の2次元および3次元の解析手法を示す。

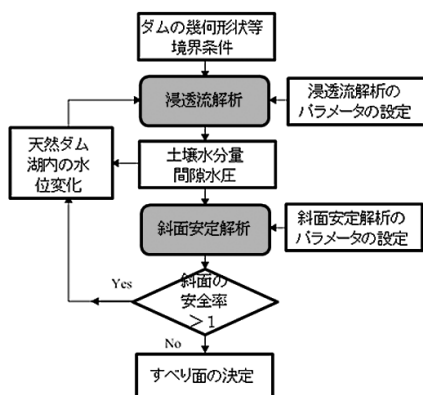


図2.1 浸透流解析と安定解析とのカップリングのフロー

(1) 浸透流解析

狭隘な谷部で形成された天然ダム内の浸透流は谷の横断的な傾斜等、地形の3次元性の影響で流れそのものが3次元的挙動を示す場合が多い。不飽和土壌からなる天然ダム内での3次元的な浸透流の挙動は以下の修正 Richards 式を用いて解析できる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] = [C(h) + S_w S_s] \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5)$$

ここに、 h : 圧力水頭、 $K_x(h)$ 、 $K_y(h)$ 、 $K_z(h)$: それぞれ x 、 y 、 z 方向の透水係数、 $C(h)$: 比水分容量であって保水性 $\partial \theta / \partial h$ (水分特性曲線の傾き) を表すパラメータ、 θ : 体積含水率、 S_w : 飽和領域では1、不飽和領域では0とするパラメータ、 S_s : 比貯留係数であって、 $S_s = \rho g (a + \lambda_a b)$ で表わされる圧縮性を考慮したパラメータで、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度、 a : 土粒子の圧縮率、 b : 水の圧縮率、 λ_a : 間隙率、 t : 時間、 x 、 y : 水平座標、 z : 鉛直座標 (上向きが正) である。式 (5) は飽和領域・不飽和領域のどちらの場合も扱え、飽和領域においては $K_x(h) = K_y(h) = K_z(h) = K_s$ 、 $\theta = \theta_s$ 、 $C(h) = 0$ 、 $S_w = 1$ である。ここに、 K_s および θ_s はそれぞれ飽和透水係数および飽和体積含水率 (飽和水分量) である。上記 Richards 式を解くには不飽和浸透特性を表す関係式が必要となる。ここに、不飽和浸透特性とは、水分特性曲線 (体積含水率と圧力水頭との関係)、および体積含水率と相対透水係数 (飽和透水係数に対する不飽和透水係数との比) の関係をいう。ここでは、van Genuchten モデル (1980) を採用する。このモデルでは水分特性曲線、不飽和透水係数、および比水分容量を以下の式で表す。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \frac{1}{(1 + |\alpha h|^n)^m} & , \text{for } h < 0 \\ 1 & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$K = \begin{cases} K_s S_e^{0.5} [1 - (1 - S_e^{1/m})^2] & , \text{for } h < 0 \\ K_s & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (7)$$

*京都大学防災研究所

$$C(h) = \begin{cases} \alpha(n_v-1)(\theta_s-\theta_r)S_e^{1/m}(1-S_e^{1/m})^m \\ 0 \text{ or small value} \end{cases} \quad (8)$$

, for $h < 0$
 , for $h \geq 0$

ここに、 α 、 m 、 n_v : van Genuchten のパラメータで、 $m = 1 - 1/n_v$ の関係がある。 S_e : 相対飽和度、 θ_r : 残留体積含水率である。結局、van Genuchten モデルでは α 、 n_v 、 K_s 、 θ_s 、 θ_r の 5 つのパラメータで飽和浸透特性が表され、これらを用いて式 (5) から圧力水頭 h を求めることになる。この式は解析的には解けないため、有限要素法や差分法で数値解析的に解くことになる。解析法は種々存在するのでここでは説明を割愛する。

(2) 安定解析

斜面の安定解析には無限長斜面を仮定した方法やすべり土塊をスライスに分割して安全率を計算する分割法がある。分割法にはすべり面を円弧で近似するビショップ法やすべり面が非円弧であるヤンプ法などがある。このように斜面の安定解析法には種々の方法があるが、ここでは 2 次元および 3 次元の簡易ヤンプ法による安全率についてのみ示す。2 次元のヤンプ法による安定解析手法は、すべり土塊を鉛直方向に幾つかのスライスに分割し、水平および鉛直方向のつり合い式に基づいて、初期すべり面を仮定して最小の安全率になるすべり面を動的計画法（ダイナミックプログラミング）により決定する方法である。ヤンプ法による斜面の安全率 F_s は以下の式で表される。

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (W_i + \Delta V_i) \tan \alpha_i} \times \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{cl_i \cos \alpha_i + (W_i + \Delta V_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i \{1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s\}} \right\} \quad (9)$$

ここに、 W_i : 上部の水の重さを含んだ各スライスの重さ、 ΔV_i : 各スライス両側面に作用する鉛直方向の力 ($=V_{i+1}-V_i$)、 l_i : 各スライス底部の長さ、 u_i : 各スライス底部に作用する間隙水圧、 α_i : 底部が水平面となす角度、 n : スライスの総数、 c : 堤

体土壌の粘着力、 ϕ : 堤体土壌の内部摩擦角である。簡易ヤンプ法は ΔV_i をゼロとして F_s を求め、これに修正係数を乗じて安全率を評価する方法であるが、この係数は 1 に近い値であり、実用的には 1 として取り扱われる場合が多いことから、ここでは $\Delta V_i = 0$ としたものを簡易ヤンプ法と呼ぶことにする。最小の安全率となるすべり面を同定する方法は以下の通りである。すなわち、式 (9) を以下のように表現しなおす。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (10)$$

$$R_i = \frac{cl_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s)} \quad (11)$$

$$T_i = W_i \tan \alpha_i \quad (12)$$

つぎに関数 $G = \sum (R_i - F_s T_i)$ を導入し、考え得る全てのすべり面を対象に G を最小とするすべり面をダイナミックプログラミング手法で求める (Yamagami & Ueta (1986))。そのときの G を G_m とすると、

$$G_m = \min G = \min \left[\sum_i (R_i - F_s T_i) \right] \quad (13)$$

である。ここに、 G_m : 臨界すべり面を与える関数 G の最小値である。式 (13) の F_s は未知数なので、初期値として適当に F_s を与える必要がある。一方、2 次元の簡易ヤンプ法を拡張することで 3 次元の簡易ヤンプ法が開発され (たとえば鶴飼, 1987)、動的計画法に基づいて 3 次元のすべり面を特定する手法も開発されてきた (たとえば Yamagami & Jiang, 1997)。図 2.2 に代表的なコラムに作用する力の模式図を、図 2.3 に 3 次元斜面の分割コラムの模式図を示す。簡易ヤンプ法による 3 次元表示の安全率 F_s は以下の通りである。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{(c_{ij} + u_{ij} \tan \phi) \Delta x \Delta y + (W_{ij} + P_{ij}) \tan \phi}{(1/J + \sin \alpha_{xzij} \tan \phi / F) \cos \alpha_{xzij}}}{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n [\tan \alpha_{zij} (W_{ij} + P_{ij}) - \Delta V_{ij}^x]} \quad (14)$$

ここに、添え字 ij は図 2.3 のコラム ij の諸量を意味し、 W_{ij} : コラムの重量、 P_{ij} : コラム上面に作用する鉛直方向の外力、 T_{ij} 、 N_{ij} : それぞれコラム底面

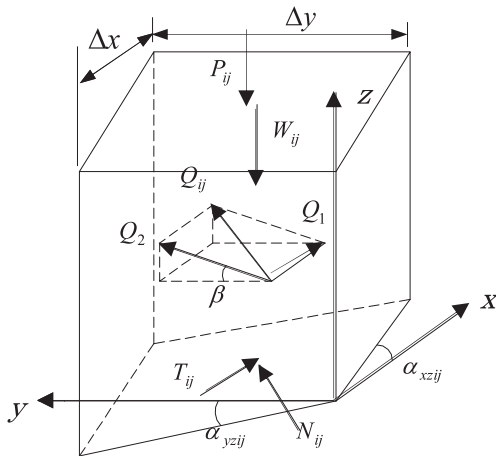


図2.2 代表的なコラムに作用する力の模式図 (Yamagami & Jiang (1997))

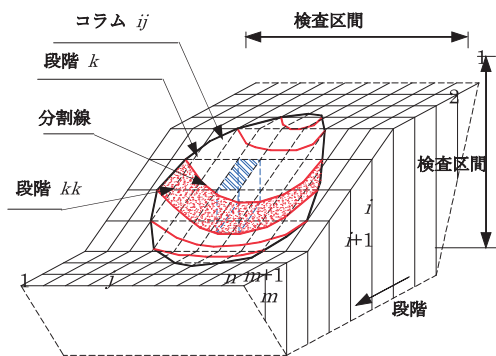


図2.3 3次元斜面の分割コラムの模式図 (Yamagami & Jiang (1997) を一部修正)

に作用するせん断力および垂直力, Q_{ij} : コラム側面に作用する力の合力 (内力) で鶴飼 (1987) によると xz 面内では水平方向の成分 Q_1 と yz 面内では水平面と $\beta = \tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{yzij})$ の角度をなす成分 Q_2 に分割できると仮定している。ここに η は未定数であり、鶴飼は η の決定法についても示している (鶴飼, 1987) が、単純化のためにこれをゼロとおいて安全率を示したものが上の式 (14) である。鶴飼・細堀 (1988) は45度以下の緩やかな傾斜の地盤においては $\eta = 0$ としたこの式で十分な精度の安全率が得られるとしている。

2.2 すべり破壊に関する2次元および3次元解析結果と実験結果との比較

天然ダムの安定性を検討する際に上記で示した斜面の安定解析手法が有効である。実際の天然ダムを対象にこれらのモデルの妥当性の検証を行おうとしても、境界条件や初期条件およびダムの構成材料の物理特性等に関して検証に耐え得るデータがほとんど整っていないために困難である。ここでは著者らが得た実験結果 (Awal et al., 2007, Awal et al., 2009) を用いて計算結果と比較検討する。

(1) 鉛直2次元場における天然ダムの決壊実験とモデルの適用性

実験に用いた装置を図2.4に示す。また、天然ダムの堤体材料には図2.5に示した粒度分布2をもつ混合砂を用いた。解析に用いたパラメータ等を表2.1に示す。なお、van Genuchtenのパラメータについては、材料のpF試験を実施して土壌水分特性のデータから非線形回帰分析を行って同定した。

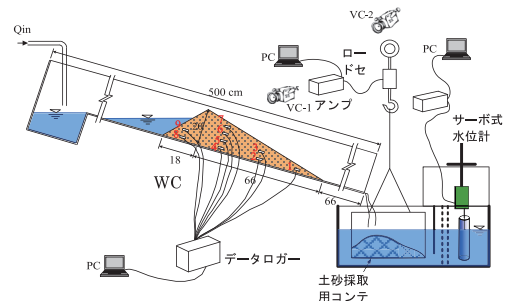


図2.4 実験装置

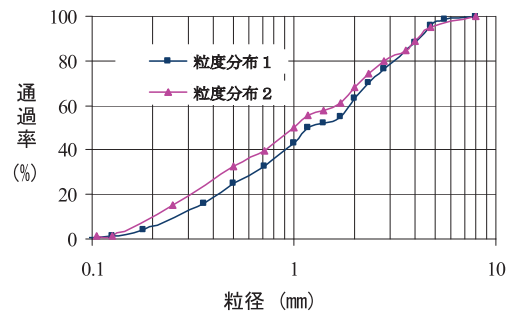


図2.5 天然ダムに用いた材料の粒度分布

表 2.1 解析に用いたパラメータ値

用いた土砂	粒度分布 2
飽和体積含水率 θ_s	0.287
残留体積含水率 θ_r	0.045
α (m^{-1})	5.50
n_v	3.20
飽和透水係数 K_s (m/s)	0.0004
土粒子の比重	2.65
50%粒径 (mm)	1.00
内部摩擦角 ϕ (degree)	34

浸透過程における土壌水分量の時間的な変化の計測は TDR (time domain reflectometry) 方式による WCR (Water Content Reflectometer) によった図 2.6 の 1～9 の 9 地点の水路の側壁に WCR のセンサーを差し込める穴をあけ、センサーをダム堤体に差し込んで計測した。なお、すべりの開始時刻やすべり面の形状、発生洪水/土石流の規模等に WCR の存在が影響する可能性があるため、同一条件で WCR を配置した場合とこれを配置しない場合の 2 種類の実験を行っている。

図 2.7 は一定流量 (39.8 cm³/s) の水をダム上流から給水し続けたときに発生したすべり面の様子を撮影したものである。水路の内側から側壁に着色した砂を水路底面から垂直上方向に線状に埋めて、すべりが発生するとその様子が側壁を通して可視化できるようにしてある。

図 2.8 は図 2.7 から特定したすべり面と計算よりもとめた最小安全率をとるときのすべり面とを比較したものである。両者は比較的良好に一致しており、簡易ヤンプ法でダイナミックプログラミングによるすべり面を特定する方法の妥当性が認められる。ただし、模型実験では給水開始の 350 秒後にすべりが発生したのに対し、計算では 317 秒後に最小安全率をとるすべり面で安全率が 1 以下となり、計算の方がすべりの発生時刻がやや早くなっている。この原因としては、計算では ΔV_i を無視していること等、モデル上の問題があることや、実際には不飽和状態でのサクシオンによる見かけの粘着力が作用してすべりの抵抗となっている可能性があること、堤体内部で一部空気が

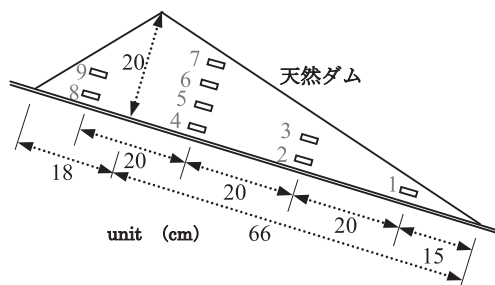


図 2.6 土壌水分量計の設置位置



図 2.7 天然ダムのすべり破壊 (供給流量一定)

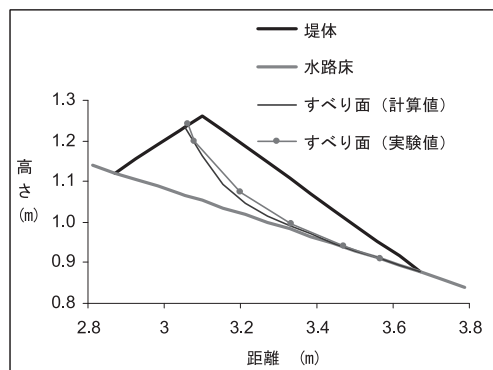


図 2.8 すべり面の計算結果と実験結果との比較 (供給流量一定)

抜けずに水が浸透せず、これが斜面のすべりに対して安定側へ作用しているのではないか等の原因が考えられる。

図 2.9 は供給流量一定の条件において、図 2.6 の 5, 7, 9 地点における飽和度の時間変化の実験値と計算値を比較したものである。同図より、両者は比較的良好に一致しており、浸透流解析と天然ダムの安定解析とをカップリングしたモデルで、すべりに

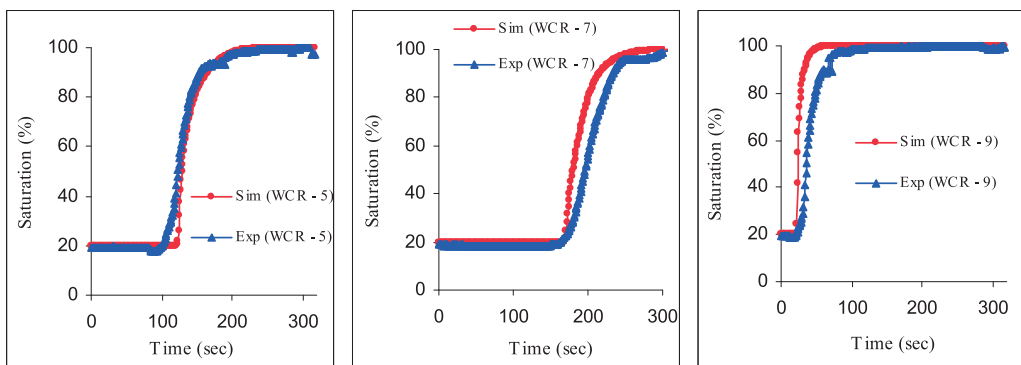


図 2.9 天然ダムの各地点における飽和度の時間変化に関する計算結果と実験結果との比較 (供給流量一定)

よる天然ダムの安定性を議論できることが確認できた。なお、図 2.9 では水分量の上昇速度の計算結果が実験結果に比べてやや速い (グラフの傾きが急である) が、これは van Genuchten のパラメータの妥当性に関係していると思われる。

(2) 単純な 3 次元場における決壊実験とモデルの適用性

実験に使用した装置は図 2.4 に示したシステムと同様であるが、3 次元的な河床地形を形成するために長さ 5 m、幅 30 cm、深さ 50 cm の水路に変更している。図 2.10 に示すように、水路横断方向に 20 度傾いた河床 (縦断方向には一様。右岸側の河床が左岸側の河床より $30 \tan 20^\circ \text{cm}$ 高い) を設置し、この河床上に同図に示すような天然ダムを形成した。左岸側 (Side A) の天然ダムの底部長は 142.5 cm、右岸側 (Side B) のそれは 90.6 cm である。ダム高さは左岸側で 30 cm、右岸側で 19.08 cm である。水路を基準にして計った天然ダムの裏法面 (下流側斜面) の傾きは 14 度であり、水路勾配は 20 度と一定である。

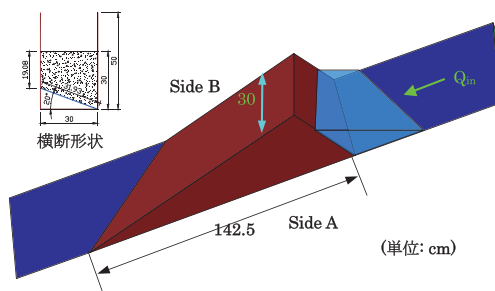


図 2.10 単純な 3 次元場を想定した水路とダム

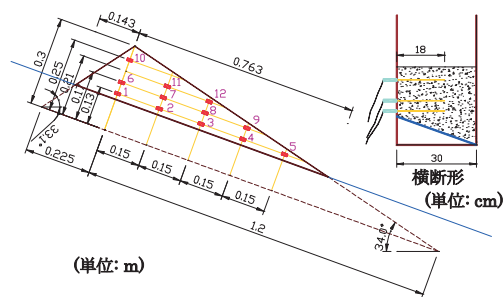


図 2.11 右岸側からみた WCR の設置位置

堤体内部に図 2.11 に示すような WCR を 12 台セットし、給水開始からの土壌水分量の変化を計測した。給水流量は表 2.2 に示すように約 $30 \text{ cm}^3/\text{s}$ であり、WCR を配置した土壌水分量の計測実験を 2 回、これを配置せずにすべり面の観測をするための実験を 2 回、ほぼ同一流量で実施した。

表 2.2 実験ケース

実験 No.	ケース	流量 (cm^3/s)	備考
1	3D-1	29.8	土壌水分量の計測
2	3D-2	30.5	土壌水分量の計測
3	3D-3	29.8	すべり面の計測
4	3D-4	30.1	すべり面の計測

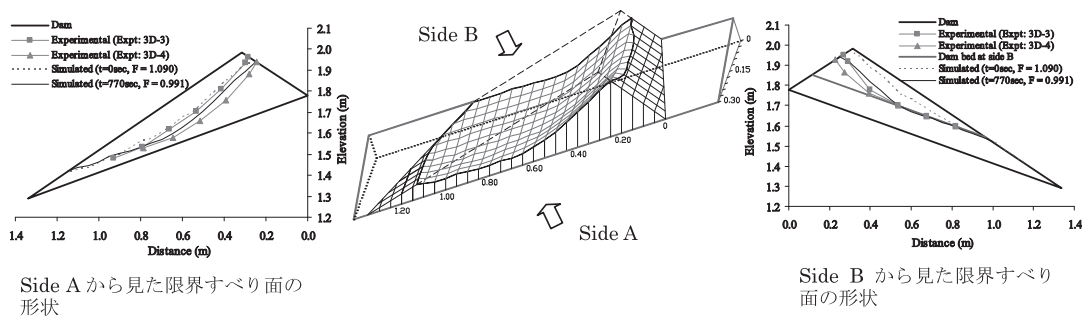


図 2.12 すべり面の形状に関する計算結果ならびにすべ面の計算結果と実験結果との比較

図 2.12は Side A から見た天然ダムの形状 (三角形), 模型実験3D-3および3D-4のすべり面の形状 (■は3D-3, ▲は3D-4) に関する実験結果, 3次元簡易ヤンプ法による初期すべり面の計算結果 (点線, $F_s=1.090$) と安全率が1以下となった限界すべり面の計算結果 (実線, $t=770$ 秒で $F_s=0.991$) を比較したもの (図 2.12左図), 3次元的に表示したすべり面の形状 (図 2.12中図), Side B から見たもの (図 2.12右図) である。初期の安全率は1よりも大きい, 給水から770秒経過したときの安全率は1よりも小さくなっている。すべり面の形状は Side A と Side B の両方とも, 2回実施した実験結果の間に計算結果が位置し, 計算の妥当性がうかがえる。しかしながら実験では崩壊の発生時刻は930秒であり, 計算による発生時刻は770秒と少々早い。この原因は種々考えられるが, 透水係数を0.00028 m/s と少し小さくする感度分析を行い検討した結果, 計算による崩壊発生時刻は790秒と20秒程度しか崩壊時刻は遅くならなかったが, 透水係数を0.00025 m/s とさらに小さくすると, 崩壊発生時刻は830秒となり, 飽和透水係数が崩壊発生時刻に影響することが確認された。

モデルの精度の観点からは, 3次元簡易ヤンプ法では平衡状態での鉛直方向と水平方向のつり合いだけを考え, モーメントによるつり合いは省略しているので, これが崩壊発生時刻が早めに算定される原因ではないかと推察され, 他のモデルとの比較が推奨される。

2.3 おわりに

以上, ここでは天然ダムの安定解析手法について著者らのこれまでの研究成果を中心に紹介した。今年も, 台風12号がもたらした豪雨により奈良県十津川流域および和歌山県日置川流域などでは深層崩壊が多数発生して天然ダムが形成された。形成後に洪水で決壊したものもあるが, 10月10日現在で5つの天然ダムが決壊せずに残っている。今後の対策が重要である。このように, 最近, 豪雨や地震が多発していること, 今後の極端気象現象や地震・火山活動の活発化が懸念される状況を鑑みれば, 深層崩壊等で天然ダムの形成とその決壊による巨大複合災害の発生危険度が高まっているのではないだろうか。ハード対策を行う上でも, また, 危機管理の点からも, 天然ダムの安定性に関する研究や決壊によって発生する洪水/土石流規模の予測手法に関する研究は重要であることは論をまたないが, さらなる解析モデルの精練および解析結果の精度向上を図る必要がある。

参考文献

Awal, R., Nakagawa, H., Baba, Y. and Sharma R.H. (2007): Numerical and experimental study on landslide dam failure by sliding, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.51, pp.7-12.
 Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2009): Numerical and experimental study on 3D transient seepage and slope stability of landslide dam failure, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.53, pp.61-66.

- 鵜飼恵三 (1987) : 簡易 Janbu 法による斜面の3次元安定解析, 地すべり, 第24巻, 第3号, pp. 8-14.
- 鵜飼恵三・細堀建治 (1988) : 簡易 Bishop 法, 簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第394号/III-9, pp. 21-26.
- 中川 一 (2010) : 天然ダムの決壊に関する研究の重要性, 土木学会水工学に関する夏期研修会講義集, A コース, pp. A-7-1~A-7-19.
- van Genuchten, M. Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.44, pp.892-898.
- Yamagami, T. and Jiang, J.C. (1997): A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis, Soils and foundations, Vol.37 (3), pp.1-16.
- Yamagami, T. and Ueta, Y (1986): Noncircular slip surface analysis of the stability of slopes: An application of dynamic programming to the Janbu method, Journal of Japan Landslide Society, Vol.22 (4), pp.8-16.

3. ダム堤体の決壊による洪水氾濫の数値解析の現状と課題

吉松 弘行*

3.1 まえがき

豪雨や地震を起因として発生する大規模な地すべりは, しばしば河川渓谷を閉塞する地すべりダム (天然ダムや土砂ダムの用語が用いられる場合もあるが, 海外の論文ではダムの越水決壊に関して Earthen Dam と Landslide Dam は区別されて用いられている場合もあり, 最近の国内の論文では英語表記は Landslide Dam が多いことより, ここでは地すべりダムの用語を用いる) を形成する。これら災害は古くより報告され, 1889年の奈良県十津川村の豪雨による53カ所の地すべりダムの災害などがあり, 最近では極めて大規模な地すべりの発生によって数多くの地すべりダムの災害が報告されている¹⁾。例えば新潟県中越地震 (M6.8, 2004年)²⁾,

パキスタン地震 (M7.6, 2005年)³⁾, 中国四川地震 (M8.0, 2008年)⁴⁾, 台風8号を起因とする台湾小林村の大規模山体崩壊 (累積雨量1100mm, 2009年)⁵⁾ などに見られるように地震あるいは豪雨を起因として大規模地すべりダムが発生している。最近においても9月初旬の台風12号による連続雨量が1,800mmにも達する豪雨によって紀伊半島の奈良県及び和歌山県では高さ120mにも達するとされる地すべりダムの発生が数多く見られ, これら決壊による土石流の二次災害の発生の懸念より下流住民324所帯605名に避難指示が出されている (9月9日現在新聞報道)。

これら地すべりダムは41%が1週間以内に, 85%が1年以内に越水などを原因として決壊して下流域に土石流や洪水氾濫をもたらし, 多くの人命や資産に被害を与えることが報告されている⁶⁾。地すべりダムの決壊による洪水流出量の予測は, 既往災害データを用いた統計解析手法, ダム決壊の物理モデル及び数学モデルを用いた数値解析手法に区分される。これら地すべりダムの種類や形態的特性を勘案して統計解析手法によって洪水流出量を予測することは一般に困難であり, 簡単な要因のみ, 例えば洪水流出量に対するダム高さの変数を要因とする回帰式による解析手法⁶⁾が代表的である。ここでは後者に属する洪水流出量の予測を含め洪水氾濫の数値解析手法の現状と課題について述べることに致したい。

3.2 地すべりダムの決壊による洪水流出量の予測と洪水氾濫解析

地すべりダムの決壊の原因は, 既往の地すべりダムの災害事例において越水 (51カ所), パイピング (2カ所) 及び斜面崩壊 (2カ所) が挙げられており⁶⁾, 越水決壊が主要な原因となっている。土砂から構成されているダムの破壊は, 人工あるいは自然に形成されたダムに関わらずダム天端から越水が始まり, ダム下流斜面において侵食による水路が形成されて流出量の増大につれ水路が拡大後退し, 最終的にダムが決壊をするプロセスによるものが多い⁷⁾。ここでは洪水氾濫解析の入力条件となる最も重要なダム決壊による洪水流出量

*川崎地質株式会社

の予測及び洪水氾濫の解析手法について述べる。

3.2.1 ダム決壊による洪水流出量の予測

3.2.1.1 ダム決壊のパラメトリックモデル解析による洪水流出量の予測

1970年代の米国において多くの人工ダムの破壊が発生し、その30%は越水決壊であったことから、Freadら⁸⁾によって物理モデルを用いたダムの決壊による洪水流出量の予測の研究が実施された。数値解析は一次元のSt. Venant式による勾配と幅の変化する台形断面の貯水池からのV字型の決壊による越水解析を実施して、数値解析に用いた条件と流出量との関係を検討するものである。この研究は直接的に堤体決壊を解析しているわけでないでパラメトリックモデル解析と呼ばれている⁹⁾。これら研究に属するものとして前述の回帰式では制約があるとして地すべりダムの決壊の速度、貯水容量及びピーク流出量による次元解析⁷⁾、モデル地すべりダムの越水決壊における土石流、土砂流あるいは掃流の各形態による流出量のシミュレーション値とダム係数(単位幅貯水量×ダム高さ)による相関解析¹⁰⁾などの研究が実施されている。これら解析手法は物理モデルとしてダム決壊の要因をもとに洪水流出量と解析に用いた要因や条件との相関関係を求めるもので、統計解析手法に比較して個々の地すべりダムの決壊様式を部分的に物理モデルを通して勘案できるので予測精度が高いと考えられる。また、関連要因について無次元パラメータ処理を行っている場合には他地区への適用性があると判断される。

3.2.1.2 ダム決壊の物理モデルによる解析

さらにより現実的な解析手法として、平均せん断応力あるいは決壊の洪水流出量と地すべりダムの侵食量を考察する地すべりダムの決壊解析手法が研究されており、物理モデル解析と呼称されている¹¹⁾。地すべりダムの決壊のメカニズムは土塊から構成される人工ダムと極めて類似しており、基本的な相違は地すべりダムの規模が人工ダムに比較して大きいことが報告されている¹²⁾。このことより地すべりダムの決壊による洪水流出量の予

測は人工ダムの決壊の解析手法が用いられる場合が多い^{13,14)}。

これら解析手法の代表例はFread¹²⁾の研究であり、図3.1のBREACHと呼称されるダム決壊モデルが提案され、氷河ダムの決壊の洪水流出量の予測解析¹⁵⁾に適用されるなど幅広い利用がある。

まず最初のステージとしてダムの下流側斜面で①-①線において小さな矩形幅 B_0 の細流の水路が発生する。水路への流入量は幅広堰の次式によって計算される。

$$Q_b = 3B_0(H - H_c)^{1.5} \quad (1)$$

ここで、 H は貯水位、 H_c は決壊水路底面標高
水路底面標高が②-②線に達すると鉛直方向へダム底標高 H_L まで進行する。もし、パイピング決壊が予測された場合にはオリフィス式によってパイプへの流入量を計算する。

$$Q_b = A[2g(H - H_p)/(1 + fL/D)]^{0.5} \quad (2)$$

ここで、 A は断面積、 $H - H_p$ は水圧、 L はパイプ水路長、 D はパイプ径あるいは幅、 f はダルシーの摩擦係数

パイプ水頭がパイプ径より小さい場合には前述の幅広堰式によって流入量が計算される。地すべりダムの場合にはダム上部の幅 W_{cr} がないので③-

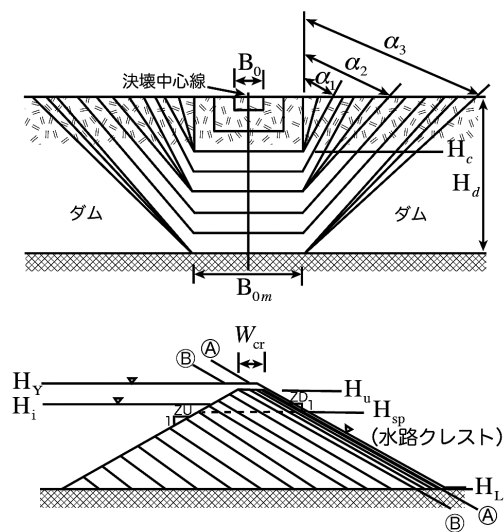


図3.1 ダム対体の越水決壊のBREACHモデル¹²⁾

③線の位置より決壊水路の侵食が開始される。さらに水路幅は水路の深さが限界深さ H に達したときにはダムの力学特性（内部摩擦角、粘着力及び単位重量）の関数によって崩壊が発生する。

$$H_k = \frac{4C \cos \phi \sin \theta_{k-1}}{\gamma [1 - \cos(\theta_{k-1} - \phi)]} \quad k=1, 2, 3 \quad (3)$$

ここで、 k は図 3.1 に示される 3 タイプの崩壊を意味する。 C は粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 γ は単位体積重量、 θ 、 α は決壊時の水路側面の角度などの係数でそれぞれ決壊深度に応じて与えられる。

貯水池の水位は流入量と流出量の保存式より計算され、決壊水路よりの洪水流出量は越水あるいはパイピング決壊を区別して計算される。流入水量による決壊の侵食速度式は急勾配水路への適用を図った Meyer-Peter & Muller 式が用いられている。

ダム決壊による洪水流出量の予測解析は土塊の堆積運搬能力が決壊水路の形状や流速によって影響を受け、決壊標高やその幅が決壊流入量にまた影響を与えるため繰り返し計算が行われる。

BREACH による決壊モデルにおいては、下流域の洪水氾濫解析は次式で表される流下断面の変化を考慮した一次元の連続及び運動方程式によって解析がなされ、人工ダムの決壊した Teton Dam 及びペルーの Montaro 川の地すべりダム決壊の洪水流出量を検証し、当手法の妥当性が報告されている¹²⁾。

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + \frac{\partial s_c(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial X} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial X} + S_f + S_e + S_l \right) + L = 0$$

ここで、 h は水深標高、 A は流下断面積、 A_0 は水路以外の貯留断面積、 s_c 、 s_m は水深、 X 方向の湾曲係数、 X は流下河川の距離、 t は時間、 q は横方向からの流入量あるいは流出量、 g は重力の加速度、 S_f は境界摩擦勾配、 S_e は膨張あるいは伸縮勾配、 S_l は流体の粘性に関する摩擦勾配

数値解析は、連続及び運動方程式が非線形の差分式として取り扱われ、数値計算の安定化のため

von Neumann による安定化ファクターを導入した陰的 4 点の有限差分法¹⁷⁾で解析がなされている。

したがって、地すべりダムの決壊における洪水流出量の予測は次の課題について検討並びに考察を行う複合的な研究課題であると言える。

- 1) 決壊様式（越水あるいはパイピング）の予測
- 2) 決壊水路への貯水池からの流入量の予測及び貯水池の水位の変動予測
- 3) 決壊水路の鉛直及び側方への侵食拡大の予測
- 4) ダム堤体の斜面安定性の評価
- 5) 決壊による洪水流出量及び流速の予測
- 6) 下流域の洪水氾濫解析の精度向上と数値安定化計算の確保

Fread¹²⁾により提案された BREACH は上記の個々の課題について現実の災害現象を参考にそれぞれ物理モデル、例えば地すべりダム侵食式、堆積運搬式並びに斜面安定式などを個々に適用し、決壊の洪水流出量を予測するもので解析が極めて簡潔であり、また経験則及び既往の災害データの知識による物理モデルが容易に導入できる手法である。

この研究に属するものとして、決壊水路は初期の段階では三角形状で、その後は台形状に決壊発達する様式及び平均せん断応力の $3/2$ 乗で比例する侵食運搬式を用いた F. Macchinone の研究¹¹⁾がある。この研究では 15カ所の人工ダムのピーク洪水流出量の予測値と観測値の比較がなされ、この種の予測手法が有用であることが報告されている。

Chang ら¹⁸⁾は、地すべりダムの越水決壊の特徴として以下の状況を挙げている。

- 1) 堆積物は極めて新しい、異質な固結度の低い地塊で構成され、容易に越水しやすい。
- 2) 地すべりダムは短時間の決壊及び大きなピーク流量を生じ、深度方向の侵食抵抗は地すべり堆積物のアーマー効果によって増大する。
- 3) 深度方向に一定の侵食速度では決壊を予測することができず、侵食速度の変化を考慮する解析モデルは提案されていない。

地すべりダムの場合には BREACH では考慮さ

れていなかったが、地すべりダムの天端の侵食抵抗は小さいけれどもその厚さは大きいことが多いのでこの箇所に置ける侵食深さを無視すべきでないとしている。また下流斜面の斜面勾配が緩く、さらに侵食抵抗が小さいので斜面勾配の急峻化が発生することを2008年の四川大地震で発生した唐家山地すべりダムとの比較検証を通して強調している。すなわち、材料の不均質性に起因する決壊水路の形成、その水路斜面の安定性及び侵食抵抗力の幾何学的非線形の考慮が重要であることを示唆している。

3.2.1.3 ダム決壊の質量保存と運動量保存式の数学モデルによる解析

地すべりダムの決壊の原因は越水が多く、それに伴って発生する土石流を対象にダム決壊の分類及び発生する土石流の洪水流出量の予測に関する研究¹⁹⁾を通して、全幅越流ではなく部分越流を対象として貯水池からの越流決壊量の流入、堤体の侵食及び水路の拡大並びに決壊による洪水流出量の予測について統一的に越流決壊を数学モデルで解析する先駆的な研究が高橋ら²⁰⁾によって実施された。解析は地すべりダムの侵食量も連成問題として解析するため質量保存式、運動量保存式以外に土砂の連続式及び河床変動式が設定されている。すなわち、

1) 質量保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \{c_* + (1 - c_*)s_b\} \quad (5)$$

2) 運動量保存式 (それぞれ x, y 軸方向)

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial (vM)}{\partial y} &= gh \sin \theta_{bxo} \\ &- gh \cos \theta_{bxo} \frac{\partial (z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \\ \frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial (vN)}{\partial y} &= gh \sin \theta_{byo} \\ &- gh \cos \theta_{byo} \frac{\partial (z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \end{aligned} \quad (6)$$

3) 土砂量の連続式

$$\frac{\partial (ch)}{\partial t} + \frac{\partial (cM)}{\partial x} + \frac{\partial (cN)}{\partial y} = ic_* \quad (7)$$

4) 河床変動式

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = i_{isml} + i_{smr} \quad (8)$$

ここで、 $M=uh$ 及び $N=vh$ はそれぞれ流れのフラックスの x, y 成分、 u, v は平均流速の x, y 成分、 h は流動深、 z_b は侵食あるいは堆積厚さ、 $\theta_{bxo}, \theta_{byo}$ は初期堤体ののり面勾配の x, y 成分、 ρ_T は流動体の見かけの密度、 σ は粒子の密度、 ρ は水の密度、 β' は運動量補正係数、 τ_{bx}, τ_{by} は流れに対する抵抗の x, y 成分、 g は重力の加速度成分、 i は侵食あるいは堆積速度、 i_{sml}, i_{smr} は水みちの左岸及び右岸での平均的な側岸後退速度、 c_* は堤体の固体容積濃度、 s_b は堤体の飽和度、 c は流れの中の固体分の容積濃度である。

ここで、流れの抵抗を土石流に取ればダム決壊による土石流の解析が、掃流砂に取ればダム決壊による掃流砂の洪水流出量の解析が実施される。当解析では、水みちの横侵食速度について側岸侵食による土砂供給が流路底面の掃流力の関数であるとして、河床せん断力 τ_f の 1/2 で解析がなされている。側岸から時々刻々供給される土砂は、側岸セルの河床位の上昇のみ寄与し、流体の土砂濃度の上昇には寄与せず、河床変動を介して流砂濃度が変化するとして解析が実施されている。

解析は二次元固定格子の時間差分によって実施され、多少の計算の不安定を指摘しているが模型実験と良い整合性が報告されている。BREACH では左右対称の水みち形態であったが、当研究によって非線形の幾何学的な発達をなす水みちについて横侵食として側岸部の崩壊部の比高も考慮した拡幅過程が反映され、現実的なダム決壊プロセスの評価の実施が可能となったと言える。

さて、水みちの側方拡大に影響を及ぼす側岸侵食速度の評価は重要であり、里深ら²¹⁾及び Mizuyama ら²²⁾は速度の 1 乗に比例する側岸侵食の速度式と、流砂形態の区分を導入する必要がな

くかつ砂礫層や水流層の非定常流れ場の計算が可能なモデルとして提案されている二層流モデルを用いて、地すべりダムの決壊に伴う洪水流出量の予測の研究が行われている。解析計算の時間ステップはリープフロッグスキームで地すべりダムからの決壊による洪水流出量を用いて、下流域の洪水氾濫の解析を実施しており、2005年宮崎県で発生した野々尾地区の地すべりダムとの洪水量実測値との比較を行っている。

計算モデルの支配方程式は、BREACHによる洪水流出量の予測後に下流域氾濫解析において使用されている連続及び運動量保存の(4)式を基本とし、河床変動式及び砂礫連続式を連成して解析が実施されるが、側岸の侵食速度式においてはまだ十分な検証がなされていないとして試行計算が行われている。地すべりダムの越水決壊から下流域の洪水氾濫まで連続して解析が行われていることに特徴と有用性がある。

地すべりダムの決壊の原因として斜面崩壊も主要な要因として挙げられており、地すべりダムの越水中に直接斜面安定性の評価(斜面安定解析)を適用する研究も行われている。

T. Tingsanchaliら²³⁾は人工ダムに焦点をあて、その決壊破壊において越水以外に斜面崩壊も重要な要因であるとして、越水深の重量及び流れの牽引力も加算したSlice methodの円弧すべり解析によって安定性の評価を実施した。解析は里深ら²¹⁾と同様の一次元の連続保存式、運動量保存式、河床変動式を用いている。越水による侵食モデルとしては高橋式を始めとして5種類の土砂運搬公式について実験との比較がなされている。この結果越水によるダム表面の侵食速度には粒子サイズ及びマニング粗度の影響は小さく、ダム斜面勾配の影響が大きいことが報告されている。

当研究による解析スキームは急勾配斜面の流れ、すなわち、貯水池側のダム天端の常流ながれ、ダム下流の急斜面の射流ながれを安定的に解析するために不連続点を含む流れの解析手法の一つであるMacCormack法による陽的差分法が用いられている。河床変動式は安定性確保のため時間項に平均値を用いる修正Laxスキームを適用して

おり、解析の安定性の確保及び斜面安定との連成解析の実施が特徴である。解析が一次元断面解析であり、現実地すべりダムへの適用のためには二次元解析の開発が必要である。

K.R. Pathakら²⁴⁾は、地すべりダムの下流斜面に斜面崩壊が短時間に発生し、その土塊が地すべりダム末端域に堆積し土石流が発生するとした研究を行い、一次元の質量保存、運動量保存、侵食速度及び河床変動の各式による予測値と模型実験との比較を行っている。なお斜面崩壊の安定性はJanbu法により評価がなされており、地すべりダムの下流斜面がその堆積物の特性に応じた斜面勾配をなす場合に好ましい結果を与えると報告している。

Wangら²⁵⁾は従来のパラメトリックモデル及び物理モデルの解析手法には、決壊モデルとしてダム中心において同様の高さを設定しているなど課題が存在するとして、以下の特性を考慮するために三次元のダム決壊の研究を行っている。

- 1) 決壊の形状を仮定しない侵食
- 2) 決壊の幅に応じた斜面高さ
- 3) ダムの中央部でなくあらゆる位置での決壊

解析に用いられる支配方程式は(5)及び(6)式で表される浅水流方程式、侵食速度式は非粘性材料の掃流力のベキ乗関係式が使用されている。また、斜面安定解析は、越水の鉛直荷重とすべり力を加味した鉛直方向の内部せん断力を無視した三次元のBishop簡便法が用いられている。

ダム堤体の決壊プロセスは、二次元の(5)及び(6)式を用いて流量特性(水深、流速)が計算される。次に侵食速度が計算され、侵食除去される土塊量が求められる。次に斜面安定性の評価が行われ、不安定な場合にはその地点まで土塊が削剥される。そして侵食及び斜面安定性の検証計算を行い新しい断面での解析が継続される。

当研究では急激なダム決壊による解析を安定的に実施するために二次オーダーのTVD有限差分法の解析手法を用い、スカラー双曲型保存則としてFlux Limiterが導入されている。このことによって水のないDry bedとの水際の不連続面を有する解析やハイドロジャンプの段波解析が可能である

こと、幅広堰式の流出量と良い一致をみている解析手法であることが報告されている。この解析はダム堤体の決壊解析のみ実施されているが、Dry bed を有する解析が高精度で実施できる手法であることよりダム決壊と連成して下流斜面の洪水氾濫解析に適用できると判断される。ただし、土砂の連続条件式が付加されていないので下流域の土砂の洗掘・堆積の評価については更なる研究が必要である。

R. Awal²⁶⁾は、地すべりダムの越水による侵食過程における堤体状況で浸透流解析及び斜面安定解析による堤体形態の評価を行い、この新たな堤体形状の条件で堤体の越水決壊及びすべり破壊による地すべりダムの洪水流出量の予測を行う研究を実施し、模型実験との比較を通して有用性を報告している。これまで述べた越水決壊モデルは堤体内の浸透プロセスが考慮されていないものが多いがこの評価を勧告しており、地すべりダムが越流あるいはすべり破壊の何れに起因する破壊であるか総合的な評価が可能となった研究である。当研究では斜面安定解析が一次元断面であり、現実地すべりダム決壊の洪水予測を行うためには、既に研究が開始されている²⁷⁾が三次元斜面安定解析手法との連成解析が望まれる。

3.2.2 洪水氾濫解析

地すべりダムの越水決壊の数学モデルでは(5)及び(6)式の二次元の浅水流方程式が用いられることを述べた。下流域の洪水氾濫解析の支配方程式と同様であり、方程式系としては移流拡散方程式である。洪水氾濫解析において高精度を図ることとして、支配方程式、離散化方法、地物の再現手法の3つが高精度であることが指摘されている²⁸⁾。すなわち、支配方程式としては二次元の浅水流方程式が用いられ、離散手法としては質量保存性の確保、不連続面の衝撃捕捉及び高次関数の内挿補間による空間諸量表記の高度化が必要である。また、地物の再現においては空間領域の区分として任意形状の分割に優れた非構造格子による解析が必要である。洪水氾濫解析の各種の適用事例については文献²⁸⁾に詳しいので、ここでは洪

水氾濫解析の計算スキームの観点からその研究の成果について述べる。

浅水流方程式の有限差分法による解析では数値解析の安定性確保のため風上差分の適用、質量保存性の確保及び高精度解析のための高次関数の離散化手法の適用が必要である。特に急激な決壊破壊をなす段波解析ではDry bedと水のある境界部の不連続面を安定的に解析するため非常に多くの研究が進められている^{29,30)}。また、洪水氾濫解析は極めて広領域の解析範囲が必要であり、計算機の容量節減の目的のため洪水流の氾濫域のみ解析を行う移動境界手法も提案されている³¹⁾。

質量保存の高度化の研究として、有限体積法を用いても水際の移動を伴う浅水流方程式では質量誤差を生じるとしてDry bedとの水際の移動境界面で質量保存が保持されるようにセル鉛直方向の流速も含めて修正を行う手法が研究されている³²⁾。当解析はフランスのMalpassetダムの決壊下流の複雑地形における洪水氾濫解析において、実測値との良い一致が報告されている。解析スキームは境界において不連続を許容し、セル境界部における物理量の値を求めるリーマン・ソルバーを基にセル中心法の有限体積法が用いられている。

時間項の高精度化に関しては、その二次精度を図った非構造格子のDam-break及び洪水解析の解析が検討され、水際の不連続部の安定解析手法の研究もなされている³³⁾。この手法はBTD法とも呼ばれ、テンソル型の人工拡散項が付加される効用があり数値解析の安定性に寄与する³⁴⁾。

浅水流方程式の離散化手法として規則的な節点配置を行う構造格子以外に、解析領域の精度に応じて節点の配置を変える非構造格子の解析手法として有限要素法³⁵⁾あるいは有限体積法³⁶⁾による研究も実施されている。前者は支配方程式の移流項の離散化において厳密解を適用して数値計算の高精度化と安定化を図るSemi-Lagrangian法に属する空間諸量の表記に三次関数を用いるCIP法を適用し、さらに溪床の変動に起因する数値解析の安定性を確保するために衝撃捕捉項を考慮した研究である。後者は質量の保存性を高めるため各セルにて領域積分を行う有限体積法を適用し、さらに局

所的な侵食の現象を安定的に解析するため地表面形状のラプラスアンを安定化項として付加した侵食速度式を用いた研究である。いずれも支配方程式は二次元の浅水流方程式(5)、(6)式を用いており、溪床の変動における数値解析の安定を導入したもので下流域の土石を含めた洪水氾濫解析において適用可能である。

解析スキームから見た洪水氾濫解析は、質量保存性の確保、移流項による数値振動の防止、空間諸量の高精度の解析及び水際の移動境界の高精度解析に関する研究が幅広く多く進められている。

3.2.3 今後の課題

地すべりダムの越水決壊の洪水予測手法は、既往災害データの回帰式による予測手法から、物理モデルによる予測手法及び数学モデルによる解析手法と多くの研究がなされている現状にある。地すべりダムの決壊は、その発生形態が多様で構成材料も極めて不均質である。さらに、その決壊原因も越水、すべり破壊あるいはパイピング現象と複雑で互いに関連し合っている。地すべりダムからの洪水予測はこれら現象を包含した統合解析モデルの構築が要求される。現在、地すべりダムの個々の決壊要因の解析モデルは構築されつつあり、これら個々の要因の解析モデルと下流域の洪水氾濫解析との総合化が今後の主要な課題である。

地すべりダムは人工ダムと相違して高さに比較してその長さが大きく、下流斜面勾配は比較的緩斜面勾配であることが多く、極めて容易に水路侵食が進行しやすい特徴を有する。このため重要な研究課題として下流の水みち幅を規制する側岸侵食速度の構築及び崩落モデルによる洪水流出量の予測の研究が始められている³⁷⁾。この研究では側岸崩壊の単位時間あたりの供給土砂量について再度土砂の連続式を解析することとなっている。三次元斜面崩壊の決壊モデルによるダム形状の急激な変化及び土砂の連続解析モデルの構築は極めて重要な研究課題であると考えている。

下流域の複雑な地形における洪水氾濫解析においては、質量保存性の確保と移流項に起因する数

値計算の安定性を確保するために高次の風上差分法及び Limiter 関数の適用³⁸⁾が必要である。これら検討項目は洪水氾濫解析において現在考慮されつつあるが、大きな移流速度を有する段波現象を伴う地すべりダムの洪水氾濫の斜面遡上解析においては極めて重要である。津波解析で検討されている有限差分法あるいは有限要素法に関わらず移動境界部で自由水面の外挿スキームを用いる急傾斜面の遡上解析手法の導入が高精度の氾濫区域図の作成において必要である³⁹⁾。

現在、地すべりダムの決壊から下流域の洪水氾濫までの一連の洪水氾濫解析の事例は少ない。洪水氾濫解析について既に非構造格子による洪水氾濫解析が研究されている²⁸⁾。これら洪水氾濫解析の研究と連成解析を行うため地すべりダムの非構造格子による解析手法の構築と地すべりダムの各種現象を勘案して高精度かつ高速解析をなすために並列化計算手法の適用が今後の研究課題の一つとして挙げられる。

3.3 あとがき

すべりダムではなく人工ダムの越水解析事例も参考になるとして紹介を行ったことやダム越水問題について数値解析を行う場合に検討しなければならない洪水流出量の予測として物理モデルに属する BREACH について詳述をさせて頂いた。紙面の都合により洪水氾濫解析手法については少数の紹介に留まったことにご了解をお願い致したい。地すべりダムの決壊による洪水流出量予測や洪水氾濫解析手法の早急なる確立により、これらに起因する災害防止が図られることを期待している。

参考文献

- 1) 田畑茂清, 水山高久, 井上公夫: 天然ダムと災害, 古今書院, 205p., 2002
- 2) 丸井英明: 芋川で形成された地すべりダムに対する緊急対応, 地すべり災害と緊急対応シンポジウム講演集, 日本地すべり学会, pp. 30-37, 2005
- 3) 丸井英明, 八木浩司, 千木良雅弘, 吉松弘行, 山崎孝成, 阿部真郎: パキスタン北部地震による地すべり災害に関する調査団報告, 地すべり

- 学会誌, Vol. 43, No. 2, pp.48-51, 2006
- 4) 蔡 飛, 山田正雄, 鶴飼恵三: 四川汶川大地震による斜面災害に関する調査報告, Vol. 45, No. 5, pp. 54-60, 2009
 - 5) 2009年台風砂防共同研究調査団: 台湾: 台風8号の豪雨で「流動化した大規模地すべり」, 地すべり学会誌, Vol. 46, No. 4, pp.45-47, 2009
 - 6) J.E. Costa and R.L. Schuster: The formation and failure of natural dam, Geological Society of America Bull., Vol.100, pp.1054-1068, 1988
 - 7) J.S. Walder and J.E. O'Connor: Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams, Water Resources Research, Vol.33, No.10, pp.2337-2348, 1997
 - 8) D.L. Fread and T.E. Harbaugh: Transient hydraulic simulation of breached earth dams, Jour. Hydr. Div., Vol.99 (1), pp.139-154, 1973
 - 9) T.L. Wahl: Prediction of embankment dam breach parameter, U.S. Depart. of the Interior Bureau of Reclamation Dam Safety Office, 53p., 1998
 - 10) 石川芳治, 井良沢道也, 小泉 豊: 河道閉塞土砂の決壊による洪水流の流下予測, 土木技術資料, 34-1, pp.27-34, 1992
 - 11) F. Macchione: Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formation and evaluation, Jour. of Hydr. Engineering, Vol.134 (12), pp.1688-1696
 - 12) D.L. Fread: Breach: An erosion model for earthen dam failures, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland 20910, 31 p., 1988
 - 13) A. Sattar, K. Konagai, T. Kiyota, T. Ikeda and J. Johansson: Measurement of debris mass changes and assessment of the dam-break flood potential of earth-triggered Hattian landslide dam, Landslides, Vol.8, pp.171-182, 2011
 - 14) T.R. Davies, V. Manville, M. Kunz and L. Donadini: Modeling landslide dam break flood magnitudes: Case study, Jour. of Hydr. Eng. ASCE, Vol.137, No.7, pp.713-720, 2007
 - 15) W. Xin, L. Shiyin, G. Wanginand X. Junli: Assessment and simulation of glacier lake outburst flood for Longbasaba and Pida lakes, China, Mountain Research and Development, Vol.28, No.3/4, pp.310-317, 2008
 - 16) D.L. Fread: National weather service models to forecast dam-breach floods, Hydrology of Disasters, O. Starosolszky and O.M. Melder, eds., James and James, London, pp.192-211, 1989
 - 17) D.L. Fread: Numerical properties of implicit four-point finite difference equations of unsteady flow, NOAA Technical Memorandum NWS HYDRO-18, 38p., 1974
 - 18) D.S. Chang and L.M. Zhang: Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth, Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Vol.10, pp.933-946, 2010
 - 19) 高橋 保, 匡 尚富: 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34号 B-2, pp. 601-615, 1988
 - 20) 高橋 保, 中川 一: 自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測, 京都大学防災研究所年報, 第35号 B-2, pp. 231-248, 1992
 - 21) 里深好文, 吉野弘佑, 水山高久, 小川紀一朗, 内川龍男, 森俊勇: 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, 第51巻, pp. 901-906, 2007
 - 22) T. Mizuyama, Y. Satofuka, K. Ogawa and T. Mori: Estimating the outflow discharge rate from landslide dam outbursts, Disaster Mitigation of Debris flows, Slope Failures and Landslides, Universal Academy Press, Inc., Tokyo, Japan pp.365-377, 2006
 - 23) T. Tingsanchali and C. Chinnarasri: Numerical modeling of dam failure due to flow overtopping, Hydro. Science-Jour. des Sciences Hydro. Vol.46 (1), pp.113-130, 2001
 - 24) K.R. Pathak, K. Suzuki, A. Kadota, K. Mastuda and T. Ohtsuka: Mechanism of natural dam collapse formed in a steep slope channel and simulation, Annual Jour. of Hydr. Eng., JSCE, Vol.48, pp.907-912, 2004
 - 25) Z. Wang and D. Bowles: Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part I: Theory and Methodology, Advances in Water Resources, Vol.29, pp.1528-1545, 2006
 - 26) R. Awal, H. Nakagawa, K. Kawaike, Y. Baba and H. Zhang: Prediction of flood/debris flow hydrograph due to landslide dam failure by overtopping and sliding, Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No.51 B, pp.603-611, 2008

- 27) R.M. Regmi, H. Nakagawa, K. Kawaike, Y. Baba and H. Zhang: Two and three slope stability analysis of landslide dam failure due to sliding, *Annals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.*, No.53B, pp.617-627, 2008
- 28) 中川 一: 流木・洪水氾濫の予測解析, 土木学会, 水工学シリーズ05-A-5, 25p., 2005
- 29) A. Kumar, J. Akiyama and M. Uta: First and second-order flux differential splitting schemes for dam-break problem, *Jour. of Hydr. Eng.* Vol.121, No.12, pp.877-883
- 30) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 浦 勝: 非構造格子を用いた有限体積法に基づく1次及び2次精度平面2次元洪水流数値モデル, 土木学会論文集, No. 705/II-59, pp. 31-43, 2002
- 31) 登坂宣好, 矢川元基: 計算力学 (IV) —自由・移動境界問題の近似解析—, 養賢堂, 226p., 1995
- 32) P. Brufau, P.G. Navarro and M.E. V-Cendon: Zero mass error using unsteady wetting-drying conditions in shallow flows over dry irregular topography, *Inter. Jour. for Numer. Methods in Fluids*, Vo.45, pp.104-1082, 2004
- 33) M. Quecedo and M. Pastor: A reappraisal of Taylor-Galerkin algorithm for drying-wetting area in shallow water computations, *Inter. Jour. for Numer. Methods in Fluids*, Vol.38, pp.515-531, 2002
- 34) 竹内則夫, 樫山和男, 寺田賢二郎: 計算力学, 森北出版, 240p., 2004
- 35) 吉松弘行, 丹羽 諭, 樫山和男: CIVA-安定化有限要素法による地すべりダムの土石氾濫解析, 地すべり学会誌, Vol. 45, No. 1, pp35-44, 2008
- 36) 藤沢和謙, 西村伸一, 村上 章, 佐藤太一: 越流による堤体侵食の安定解析, 計算工学講演論文集, Vol. 16, CD (E-5-1), 2011
- 37) 吉野弘佑, 高濱焯一郎, 水山高久, 内田太郎, 小川紀一郎: 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. 36, No.6, pp. 52-58, 2011
- 38) 藤井孝藏: 流体力学の数値計算法, 東京大学出版会, 234p., 1995
- 39) P.L. Lynett, T-R. Wu and P.L.-Liu: Modeling wave runup with depth-integrated equations, *Coastal Engin.* Vol.46, pp.89-107, 2002

4. 中越地震時のダム対策

丸井 英明*・山邊 康晴**・吉松 弘行***

4.1 はじめに

地形が急峻で地質が脆弱な山間地域の河川においては、地すべりや崩壊による崩落土塊が河道を閉塞し所謂天然ダムが形成されることが多々ある。天然ダムが形成された場合、上流側集落では湛水による水没被害が生じる。また、天然ダムは基本的に脆弱で構造的に不安定な場合が多いために、水圧や越流等により容易に決壊する可能性がある。決壊した場合には大量の土砂が湛水した水と共に急激に流下し、下流側集落に甚大な二次災害をもたらす。このような二次災害の発生を防止し、被害を最小限に局限するためには、天然ダム形成直後より、決壊危険度を的確に評価し、迅速かつ適切な緊急対策を実施することが不可欠である。

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震によって、震源地に近い旧山古志村を中心とした中山間地域では多数の地すべりや崩壊が発生し、住宅や道路、鉄道等に甚大な被害がもたらされた。さらに、地すべりや崩壊による移動土塊が河道を閉塞することによって所謂天然ダムが多数形成された。天然ダムの殆どは魚野川の右支川である芋川流域において形成されており、総数で50カ所以上に上った(図4.1)。特に、芋川中流部の東竹沢地すべりと寺野地すべりにより形成された天然ダムは規模が大きく、上・下流側において被害の発生が懸念された。

東竹沢地区の天然ダムの形成により、上流側では湛水のために木籠集落で多数の家屋が水没した。また、下流側では魚野川との合流点付近に竜光集落が位置しており、万一天然ダムの決壊が生じた際には、洪水流或いは土石流によって甚大な被害がもたらされる危険性があった。寺野地区でも、天然ダムの形成により、上流側で湛水を生じたが集落は存在していない。下流側では植木集落と木籠集落が存在するため、万一天然ダムの決壊

* 新潟大学 災害・復興科学研究所

** (株) 興和

*** 川崎地質 (株)

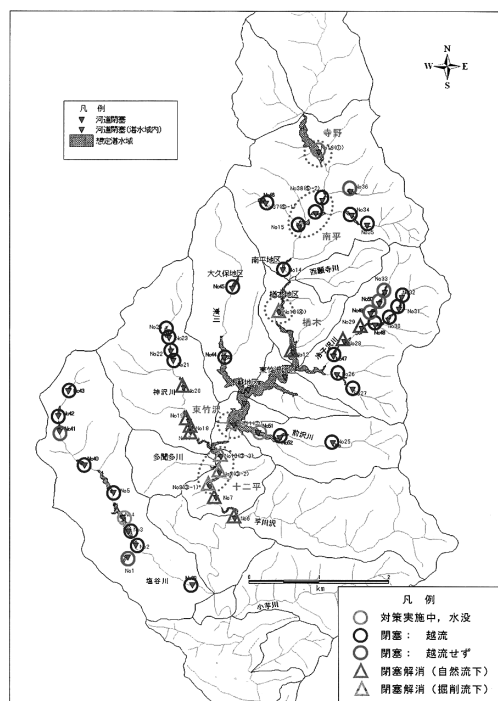


図 4.1 新潟県中越地震により芋川流域で形成された天然ダムの位置
(北陸地方整備局検討委員会資料による)

が生じた際には、上記両集落あるいはさらに下流域まで被害をもたらされる危険性があった。

この両地区の天然ダムに対しては、決壊による二次災害を未然に防止するために、直ちに緊急対策が取られ、順次応急対策及び恒久対策が進められた。本稿では、当時実際に実施された緊急対策の内容について報告すると共に、課題や問題点についても指摘することとする。猶、天然ダムを形成した地すべり自体に関しては、地すべり学会の「地震地すべりプロジェクト」で取り纏められた資料に基づいて記載する(山邊・丸井・他, 2010)。

4.2 緊急調査

中越地震に際しては、阪神・淡路大震災時の経験を教訓として生かし、災害対応を所管する各行政機関では、10月23日の地震発生直後に災害対策本部を立ち上げ、基本的に迅速な対応が取られたと考える。しかしながら、中越地域において極め

て多数の地すべりや崩壊が発生していることは直ちに認識されたものの、天然ダムの形成状況の把握には数日を要した。特に、問題の旧山古志村においては、村内へ通じる全ての道路が寸断され、通信手段も途絶えたため、実態把握が困難な状況であった。10月26日に新潟県砂防課並びに北陸地方整備局湯沢砂防事務所の担当者と山古志村の現況調査を実施した。芋川流域東竹沢地区及び十二平地区の天然ダムの現況調査に着手したものの、斜面崩壊により道路が寸断されているために、限定的な範囲の調査に留まった。10月27日にはヘリコプターによる空中調査を実施、芋川流域全般の天然ダム現況を確認した。しかしながら、空中からの視察では天然ダムの危険度把握は不可能である。その後、数日に及ぶ地上及び空中からの調査を経て、「東竹沢地区と寺野地区の天然ダム対策が喫緊の課題である」との結論に達した。時事刻々と両地区天然ダム上流側の湛水が進行し、越流による天然ダムの決壊が懸念された。また、水位上昇のため東竹沢上流の木籠集落では家屋の水没が生じた。

そのような状況下で、天然ダムの危険度評価に関し、ボーリング調査や土質調査に基づく精度の高い危険度判定を実施する時間は許容されない。

既往の知見を最大限に活用しつつ、現地踏査により天然ダムの形状、構成材料等を確認し、遅滞の無い様に緊急対策を検討せざるを得ない。

4.3 東竹沢天然ダム

4.3.1 地すべり状況

東竹沢地すべりは芋川中流部の河床標高140~160m付近の左岸側斜面、左支川前沢川との合流部に位置する。対岸側には国道291号線が並行しており、下流側に旧東竹沢小学校、上流側に宇賀地橋が立地していた。

地すべりは標高200m付近から発生し、その規模は全長約365m、幅約250m、頭部と末端部との比高は約60m、すべり面深度約30m、移動土量130万 m³に及んでいる(図4.2)。移動方向は西北西~北西の方向である。天然ダムによる河道閉塞区間は250~260mに及んでいる。地すべり土塊

の水平移動距離は主滑落崖付近で約100m, 末端付近では約80mに及んでいる(写真4.1, 写真4.2)。

主滑落崖は高さ50m程度, 30~35°程度の勾配

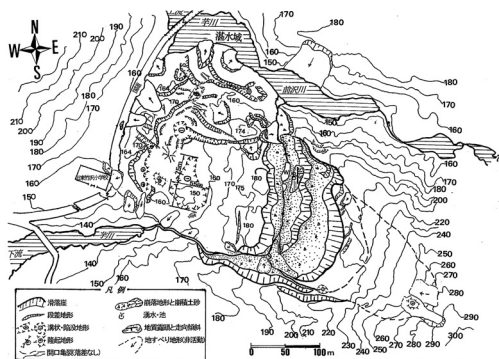


図4.2 東竹沢地すべり平面図
(山邊他, 2010による)



写真4.1 東竹沢地すべり頭部の主滑落崖
(2004/10/27撮影)



写真4.2 東竹沢天然ダムによる芋川閉塞部
(2004/10/27撮影)

を呈し, 主滑落崖の向かって左側下部には青灰色のシルト岩~泥質砂岩からなる明瞭なすべり面が露出し, その上部にシルト質細砂~細砂からなるすべり土塊の一部が残存していた(写真4.3)。すべり面の構造はN5°W~N10°E走向, 18から22°西傾斜であった。すなわち, この地すべりは流れ版構造の地すべりであった。移動土塊の頭部から



写真4.3 主滑落崖で確認されたすべり面
(2004/11/16撮影)



写真4.4 東竹沢地すべり末端部の状況(すべり面の切れ上がりに対応し水田面が急角度で傾斜。2004/11/12撮影)



写真4.5 前沢川より見た東竹沢地すべり末端部の状況(地すべり土塊の中央部では樹木が直立。末端部ではすべり面の切れ上がりに対応し樹木が連続的に山側に傾斜。2004/11/03撮影)

中央部に掛けて、標高約160~180mの間では上流側で東西方向の溝状陥没地形や前沢川に向けた小崩壊が発生していた。また、中央部下流側には長径約75m、短径約55m、地表からの深度5m程度の陥没地形が形成されていた。

移動土塊の末端部は国道291号線に向けて強い圧縮を受け、活動前の地形に比して高さ20m程度の隆起地形が形成されていた。そのため、隆起地形東側（地すべり地内側）では水田が押し上げられ50~60°程度の逆勾配斜面を呈していた（写真4.4、写真4.5）。

4.3.2 地すべり地内地質構造

緊急対応と並行して、各種調査が実施された。特に、地質構造並びにすべり面の確認は不可欠であり、主測線に沿って4孔、旧河道上にさらに2孔、計6孔の調査ボーリング孔が掘削された。主測線沿いの4孔におけるコア観察に基づき、すべり面深度を判定し、機構解析並びに安定解析を実施した（図4.3）。猶、旧河道上の2孔は、特に旧河道閉塞部に沿って湛水が滲入し、その結果パイピングによる天然ダムの決壊が生じることを危惧し、地下水位の監視を目的として設置した。

移動土塊は砂質シルトないしはシルト質砂、シルト質砂岩（半固結）、シルト岩ないしは砂質泥岩から構成され、下位の不動地盤を構成する同質の岩に比して、著しく軟質で脆弱な岩相を呈しており、強度が低いものと推測された。

地すべり頭部のすべり面は、軟質ないしは極めて緩い砂質シルトないしはシルト質砂と、短棒状コアを呈するシルト岩ないしは砂質泥岩との境界、地表からの深度8.5m（標高161.9m）と判定された。地すべり中央部付近のすべり面は、シル

ト質砂岩（半固結）中で著しく高含水で緩い砂状を呈する層の下底、地表からの深度28.0m（標高138.2m）と判定された。地すべり末端部のすべり面は、約25mに及ぶ脆弱なシルト岩ないしは砂質泥岩層の下底、地表からの深度31.6m（標高128.3m）と判定された。したがって、天然ダムを形成した地すべりの層厚は、平均的には25~26m程度、最大で30~32m程度と判断された。

4.3.3 土質特性

主滑落崖に露出したすべり面から攪乱試料を採取し、残留強度を確認する目的でリング剪断試験を実施している。猶、移動土塊底面との摩擦は細流分の剪断抵抗が支配的であると判断し、また含水比に関しては液性限界値と判断し、試料粒径を調整した。試験の結果、粘着力 C' については7.1~25.2kN/m²、平均16.6kN/m²の値が得られおり、剪断抵抗角 ϕ' については18.0~22.7°、平均21.0°の値が得られている。その後応急対策としての、頭部排土工及び末端部盛土工、さらに仮排水路掘削と並行して、移動土塊内の攪乱試料を採取し、三軸圧縮試験を実施している。これらの試料は粘性土や礫を混じえるものの大局的には砂質土である。CD試験の結果、粘着力 C' については、移動土塊中央部ないし沈降部では平均19.6kN/m²、移動土塊末端隆起部では5.4~42.1kN/m²とばらつきが大きい。剪断抵抗角 ϕ' については、移動土塊中央部ないし沈降部では平均35.6°、移動土塊末端隆起部でも平均36.5°であった。

4.3.4 地下水状況

調査ボーリング孔において簡易揚水試験が実施されている。その結果、すべり面付近における地下水賦存状況は、移動土塊中央部から末端部における全ての調査孔において、すべり面付近に3.40~7.40ℓ/minの多量の地下水が確認され、特に旧河道上の移動土塊末端部では、すべり面の上部12から15mまで豊富な地下水が認められている。さらに一部の調査孔を除いて、すべり面の下部でも人力で揚水出来ないほどの多量の地下水が賦存している。

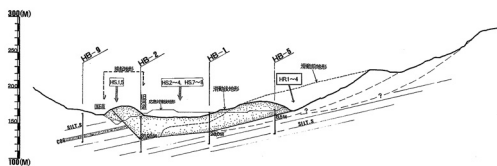


図4.3 東竹沢地すべり断面図
(山邊他, 2010による)

4.4 寺野天然ダム

4.4.1 地すべり状況

寺野地すべりは芋川上流部、北方の種芋原集落から県道を南西に1.5km程度下った河床標高220～250mの芋川左岸斜面に位置する。

地すべりは標高270～250mに掛けて馬蹄形状を呈する明瞭な主滑落崖から発生し、全長約375m、幅約155m、頭部と末端部との比高約80mの規模を有し、西南西～南西に向けて滑動している(図4.4)。天然ダムによる芋川の河道閉塞区間は約220mに及び、地すべり土塊の水平移動距離は末端部付近で90～100m程度と考えられる(写真4.6)。主滑落崖は高さ30m程度、35～40°程度の勾配を呈してお

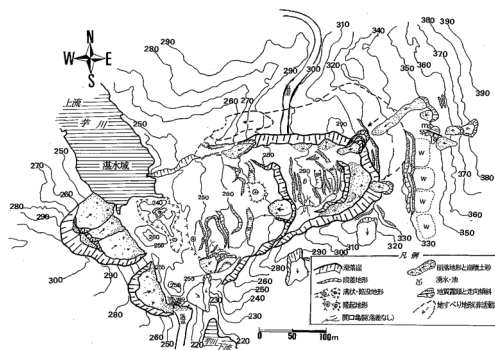


図4.4 寺野地すべり平面図
(山邊他, 2010による)



写真4.6 寺野天然ダムによる芋川閉塞部
(2004/10/28撮影)

り、地すべり頭部には標高約290～295m程度の平坦地形が見られる。平坦地形内では滑落した水田や林地に多数の段差、溝状陥没地形、亀裂などが確認されている(写真4.7)。地すべり中央部の標高280～290mの領域には高さ約5～10m程度で北西-南東方向から北東-南西方向へ連続する二次滑落崖が見られる。

地すべり末端部は芋川対岸に乗り上げ、3～5m程度の隆起地形を呈し、旧河道付近上流側では帯状ないしは楕円状の5m程度の陥没地形が生じている。また、下流側では芋川右岸の県道に設置されていたスノーシェッドが移動土塊により押し潰されていた。

一方、地すべりの背後には、やや角張った馬蹄形状の旧期地すべり地形が確認された。さらに背後、東側の標高350m付近で砂岩・砂質泥岩互層の露頭が見られ、N55°W～N65°Wの走向、及び17から19°で南に傾斜する構造が計測されている。



写真4.7 寺野地すべりの全景
(2004/11/03撮影)

4.4.2 地すべり地内地質構造

緊急対応と並行して、種々の調査が実施された。地質構造並びにすべり面の確認のために、主側線に沿って3孔、旧河道上下流側に1孔の計4孔の調査ボーリング孔が掘削された(図4.5)。主側線沿いの3孔におけるコア観察に基づき、すべり面深度を判定し、機構解析並びに安定解析を実施した。旧河道上の1孔は、旧河道閉塞部に沿って湛水が滲入し、その結果パイピングにより天然ダム堤体が決壊することを危惧し、地下水状況を

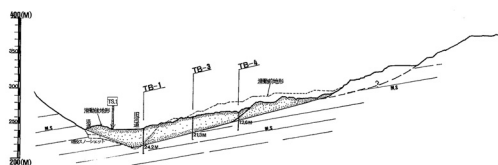


図4.5 寺野地すべり断面図
(山邊他, 2010による)

監視するために設置された。

移動土塊は砂質シルトないしはシルト質砂，砂質シルト岩ないしは泥岩から構成され，下位の不動地盤を構成する同質の岩に比して，著しく軟質で脆弱，或いは圧砕された岩相を呈しており，強度が低いものと推測された。

地すべり頭部のすべり面は，極めて緩いシルト質砂ないしは半固結状の砂質シルトと，短棒状コアを呈する砂質シルト岩ないしは泥岩との境界，地表からの深度12.6m（標高257.1m）と判定された。地すべり中央部付近のすべり面は，約11mに及ぶ砂質シルト岩ないしは泥岩の攪乱された岩層の下底，地表からの深度21.0m（標高239.1m）と判定された。地すべり末端部のすべり面は，圧砕され脆弱化した砂質シルト岩ないしは泥岩層が概ね短棒状コアを呈する，地表からの深度24.2m（標高219.7m）と判定された。寺野地すべりのすべり面では，その上部に0.5～2mの厚さで攪乱した岩相が認められ，東竹沢地すべりのすべり面とは異なる特徴が見られた。

4.4.3 土質特性

寺野地すべりでは，末端部1カ所において攪乱資料が採取され三軸圧縮試験が実施されている。CD試験の結果，粘着力 C' については， 0.1 kN/m^2 と東竹沢の値の1/20程度であり，剪断抵抗角 ϕ' については 33.9° であり東竹沢の値と同程度である。

4.4.4 地下水状況

寺野地すべりにおいても，調査ボーリング孔において簡易揚水試験が実施されている。その結果，全ての調査孔においてすべり面付近で $3.20\sim 4.60\text{ l/min}$ 以上の多量の地下水が確認されてい

る。また，すべり面の上部6から12mまで $3\sim 5\text{ l/min}$ 以上の地下水が賦存しているのに対し，すべり面の下部については，移動土塊中央部で3mまで，末端部旧河道下流側で6mまで $2.93\sim 4.20\text{ l/min}$ の地下水が確認されている。すなわち，寺野地すべりでは，すべり面と移動土塊中に多量の地下水が賦存しており，不動地盤内には局所的にしか地下水が賦存していないといえる。この点に関しては，東竹沢地すべりではすべり面付近はもとより，不動寺坂内にも多量の地下水が賦存しており，地下水状況が異なっている。

4.5 緊急対応

東竹沢及び寺野両地区の天然ダムに関し，緊急調査に基づく現況確認後，直ちに対応策の検討を行った。二次災害の防止のために，天然ダムの決壊の危険性並びに地すべり土塊の再移動ないしはさらに背後からの後続地すべりの危険性に関する留意が不可欠である。天然ダムの決壊の可能性としては，水圧による決壊，パイピングによる決壊，越流による決壊が考えられる。しかしながら，両地区とも，湛水水深に対して天然ダムによる閉塞区間長が約10倍程度の値を示していることから，水圧による決壊並びにパイピングによる決壊の可能性は低いと判断された。他方，湛水池の水位上昇が進行し，天然ダム堤体が固結度の低い砂質土塊によって構成されていることから，越流による決壊の可能性が喫緊の課題であることが判明した。全体として必要な対策は，緊急対策，応急対策，恒久対策の3段階に位置づけられるが，何よりも湛水水位の低下により越流を回避し，天然ダムの決壊を防止するための緊急対応が最優先事項であった。直ちに緊急排水を実施するための計画策定並びに必要な資材の調達に着手した。同時に湛水池の水位の経時観測を行うと共に，天然ダム堤体の映像による変状観測を行った。さらに万一の場合に備え，天然ダムの下流側に土石流検知センサーを設置した(図4.6)。一方，地すべり土塊の再移動並びに後続地すべりの可能性に関しては，要所に伸縮計等を設置し，常時警戒を行った。

天然ダム対策は当初新潟県が対応し，越流によ

■芋川流域における河道閉塞状況と対応

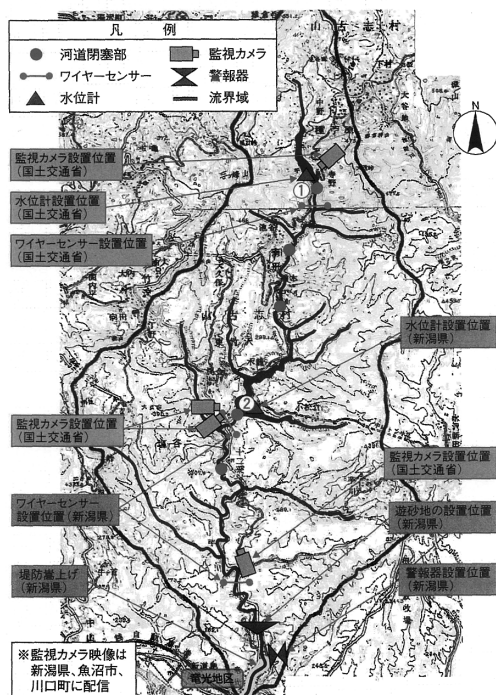


図 4.6 芋川流域における天然ダムの監視体制
(北陸地方整備局検討委員会資料による)

る天然ダムの決壊を防止するため、ポンプによる排水作業の手配がなされたが、作業は困難を極めた。結局、新潟県知事より国土交通大臣に対し、芋川対策事業の直轄事業化要請がなされ、11月5日直轄化が決定した。その後、国土交通省主導の下に、11月12日には芋川河道閉塞対策現地対策室が設置され、現場で即断即決による体制が整い、湯沢砂防事務所の主管の下で、本格的な対策が稼働するようになった。この間、当初は新潟県砂防課と、その後湯沢砂防事務所とほぼ連日現地踏査を行い、排水工事並びに地すべり対策に関して提言を行った。11月12日には、越流水位まで3 m程度にまで水位が上昇したが、この時点では緊急排水用ポンプ12台が稼働し、11月18日には水位の低下傾向が確認され、緊急対応の第1段階を終了した(写真4.8)。また、11月17日には、芋川河道閉塞対策検討委員会が設置され、同日第1回委員会を開催し、その後11月26日、翌年1月11日の開

催を経て、2月16日の第4回委員会において、緊急対応から応急対応に至る施策の総括が行われ、恒久対策案に関する取り纏めがなされた。

以下、主として東竹沢地区で取られた対策について述べる。緊急対策としては、越流防止のために小規模の緊急排水路を開削して上流側にポンプを設置し、汲み上げた水を排水路内に配置したホースで下流側に誘導、排水を行った。同時に地すべり土塊内の標高の低い部分には大型土嚢を配置した。しかしながら、ポンプ機能の維持管理上の問題が発生した他、ホースの破損から緊急排水路末端部に異常浸食が進行する事態が生じた(写真4.9)。そのため、緊



写真 4.8 東竹沢地区天然ダムにおける緊急排水状況
(2004/11/11撮影)



写真 4.9 東竹沢天然ダム緊急排水路における異常浸食
(2004/11/17撮影)

急排水路末端部を耐浸食性の強い、地すべり土塊の範囲外へ移設する措置が取られた。さらに、追加措置として、地すべり土塊末端部背後の凹地部に埋設管路による代替排水路が施工された(写真4.10)。次に、応急対策として春先の融雪出水時の流量に対応できる十分な通水断面を有する仮排水路を施工した(写真4.11)。仮排水路施工に際しては、地すべり土塊末端部で相当量の掘削を行うため、地すべり土塊の安定性を損なわないよう頭部で排土工を実施した(写真4.12)。一連の工事を本格的積雪期前の12月末に完了することが出来た。一方、寺野地区でもポンプによる緊急排水が実施されたが、仮排水路の施工に際しては、地すべり土塊の安定性が危惧されたため、地すべり末端部土塊の掘削を最小限とする排水路計画とした。

恒久対策としては、芋川の計画流量を長期に亘って安全に流下させるための本格的水路の設置が必要となる。仮排水路の路床高さの位置が先述の技術検討委員会での重要な検討課題となった。すなわち、地元からは木籠集落の家屋水没を解消するために、旧河床まで掘削することが強く要請された。しかしながら、その場合には東竹沢地すべり土塊末端部で長大斜面の掘削を行う事になり、大規模な斜面安定化対策を必要とする。当然、工費も工事期間も増大する事となる。また、地震後の木籠集落の状況を直視するならば、斜面崩落土砂の到達の危険性が高く、継続居住は困難と判断された。技術検討委員会では複数候補案の検討の結果、総合的判断から既に完成している仮排水路の路床標高(149.5m)を基準とする恒久的水路の路線計画を採択した。恒久対策は約2年半後に概成した(写真4.13)。



写真4.10 追加施設としての埋設管路による代替水路(2004/12/08撮影)



写真4.12 東竹沢地すべり頭部土塊の切土施工(2004/11/27撮影)



写真4.11 融雪出水にも対応可能な断面を有する仮排水路(2004/12/26撮影)



写真4.13 東竹沢天然ダム恒久対策工事概成状況(中越地震後2年半経過後)

4.6 まとめ

中越地震に際して東竹沢地区及び寺野地区で形成された天然ダムに対して実施された、一連の調査並びに対策工事は、我が国で初めて組織的に計画・施工された天然ダム対策の事例であり、その実施過程を記録に残し、技術的な検討材料として供与することが肝要と考える。中越地震直後における当該地域は、連絡道路の全てが寸断され、当初は通信手段も途絶した状況にあった。そのため、現地への到達自体が容易でない状況下で、調査・計画策定・工事施工の全ての過程において作業は困難を極めた。遭遇した主要な課題ないしは問題点について記す。

- ①調査・解析に必要な情報が不足する中で、かつ限られた時間の中で、緊急対応策の選択に際し、難しい判断を迫られた。当初は現地へのアクセスの悪さのために、天然ダムの実態把握そのものが困難であった。
- ②現地の状況は毎日あるいは時々刻々変化していくため、当初の計画では想定していなかった事態が多々生じた。その最たるものは異常浸食の進行である。状況変化に即応して、緊急排水計画を柔軟に変更していく必要があった。
- ③緊急対策工事の施工に際し、当初は必要機材の搬入を全てヘリコプターによらざるを得なかった。この点は計画実施の大きな制限要因となった。後半の段階で漸く、アクセス道路の修理の完了、前沢川埋立による搬入路の確保により、現地まで重機を含めた必要資材が直接車で搬入できるようになり、工事は大きく進捗するようになった。
- ④これまでに経験したことのない事態に遭遇したため、当初は全ての作業が手探りの状態であった。しかしながら、現地を所管する湯沢砂防事務所に必要な機材、人的資源が比較的速やかに集中され、効果的な対策施工が進行するようになった。
- ⑤中越地震時の天然ダム対策で獲得された技術的知見や教訓は、テックフォースの組織化等を通じて伝承され、その後の2008年岩手・宮城内陸地震によって形成された天然ダム対策等に際し

て十分に生かされた。

最後に中越地震発生直後から一連の緊急対策、応急対策が一段落するまでの間、極めて困難な状況の下、現地で天然ダム対策に従事された多数の関係者の御尽力に対し、深甚なる敬意を表する次第である。天然ダム対策は我が国の中山間地域はもとより、世界の変動帯において共通の課題であり、中越地震時の経験を生かし、国際的にも技術貢献し得る余地は大きいと考えられる。

参考文献

- 1) 丸井英明・吉松弘行：中越地震により生じた地すべりダム対策，平成16年新潟県中越地震災害被害報告会講演集，日本地すべり学会・日本応用地質学会，pp60-67，2005。
- 2) Marui, H. and H. Yoshimatsu: Landslide Dams Formed by the 2004 Mid-Niigata Prefecture Earthquake in Japan, Progress in Landslide Science, Springer-Verlag, pp285-293.
- 3) 山邊康晴・丸井英明・吉松弘行・山本 悟 (2010)：新潟県中越地震によって東竹沢・寺野地区に発生した地すべりダム，日本地すべり学会誌，第47巻，第6号，pp41-52。

5. 天然ダムの研究課題

水山 高久*

5.1 はじめに (天然ダム研究の流れ)

地震や豪雨によって大規模な崩壊や土石流が発生しその土砂が河道を閉塞して天然ダムを形成する事がある。天然ダムに水が溜まり上流では浸水被害が発生する。多くの場合、やがて満水して越流が始まるが、その際、急に侵食が進んで大きな土石流や洪水を引き起こすことがある。一方、天然ダムの浸透流量が流入する流量より多くて越流決壊が発生しないもの、越流しても侵食が穏やかで災害を発生することなく消滅するもの、岩塊や土砂の性質から侵食が進まず残存するものもある。この天然ダムの研究は、個別の事例については古くから種々あったと考えられるが、系統的に

*京都大学農学研究科

事例が収集され、分析されて研究されるようになったのは、1984年の長野県西部地震¹⁾による御岳崩れが土石流となって流下し、牧尾ダム上流で王滝川を塞ぎ止めた災害以降ではなかったかと思う。

多くの事例が収集され、多くの天然ダムが数時間から数日の比較的短時間に決壊すること、越流して決壊する場合が圧倒的に多く、満水以前にパイピングから決壊する事例は少ないことなどが分かった。それらは、当時の建設省中部地方建設局が作業したが、その内容は2002年に、古今書院より出版された「天然ダムと災害」²⁾で紹介されている。それに至るまでに、降雨による天然ダムについては明治22年、昭和28年の有田川の事例について、芦田³⁾、武居⁴⁾がとりまとめて紹介している。また、天然ダムの決壊を土石流発生形態の一つとして、水路実験、解析を行った高橋保らの研究⁵⁾もあった。研究内容としては、天然ダムの形成過程、決壊過程を実験、数値計算で追跡するもので、最近では、Awalら⁶⁾が、滑り破壊と越流決壊を同時に評価して決壊時のハイドグラフを推定している。彼らは、三角形の形状の天然ダムを対象に検討しているが、多くの天然ダムは流下方向に長い台形をしており、一般には滑り破壊は考えにくい。しかし、滑り破壊は、天然ダムを形成した土塊の土質力学的性質に大きく依存して、土質力学的アプローチと越流時の侵食現象を扱う土砂水理学的アプローチを同時に適用する必要があり、堤防の決壊への適用も考えると興味のある研究課題である。

天然ダムが形成されて緊急に対応するようなことがいずれは発生するかもしれない。そのような状況のために対処マニュアルの案^{7,8)}を作成して立山砂防管内の鳶崩れを始めとして演習を行ってきた。図5.1は、そのマニュアルに示されている作業手順のフローである。その後、2004年10月に新潟県中越地震が発生し、多くの天然ダムが形成されて、現実に対応する事になった。天然ダム決壊時の流量を予測する手法(LADOFモデル)が実用に供せられるまで開発され^{9,10,11,12,13)}、対策工法の議論¹⁴⁾も進んだ。2005年には宮崎県で豪雨によって天然ダムが形成され、これは3時間程

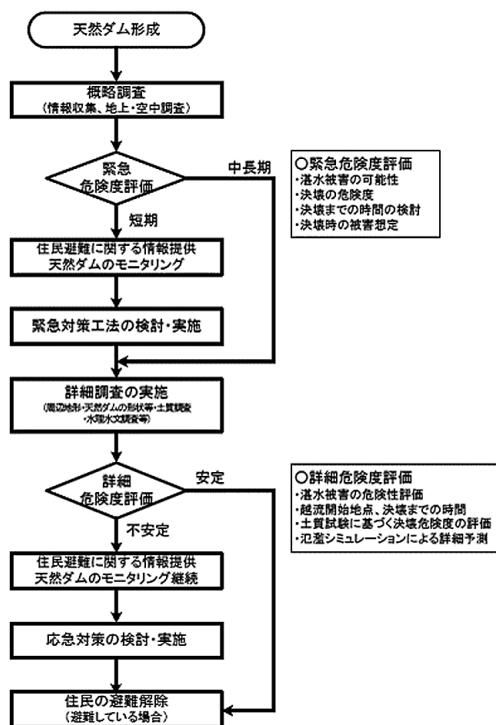


図5.1 天然ダム形成時の対策のフロー

度で決壊した¹⁵⁾。さらに、2008年岩手宮城内陸地震が発生し、そこでも多くの天然ダムが形成され、中越地震の経験、教訓を生かした対応がなされた。

5.2 天然ダムの安定性判定

天然ダムが形成されると、決壊するか否かの判断をせまられる。天然ダムが滑り破壊を起こすことは極希なので、越流侵食による決壊を考える。「決壊」という言葉が大土石流や大洪水を連想させてしまうので適当ではない。「決壊」をやめて「急激な越流侵食」、「緩慢な越流侵食」と言う方が良く提案しているが定着するには至っていない。土砂によって侵食速度をどう与えるかは、まだ解決していないが、それを与えれば、越流侵食の進行はシミュレーション可能な状態にある。天然ダムの形状(高さ、長さ)と流域面積、雨量程度の情報で極短時間に当分安定かどうかの判定をしなければ無い場合も出てくると予想される。そのた

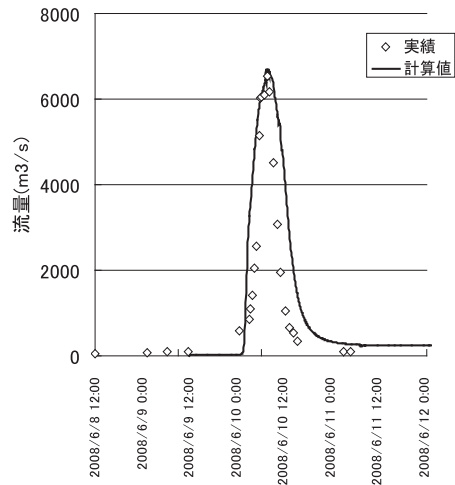
めの情報を防災関係者に与える必要がある。種々の形状に対して事前にシミュレーションを行う事が考えられる。それでも天然ダムを形成している土砂の特性に対する侵食抵抗力をどう調べるか、侵食速度にどのように反映させるかは今後の問題である。多くの事例に対する計算との比較が必要である。

5.3 天然ダム決壊時の流量予測

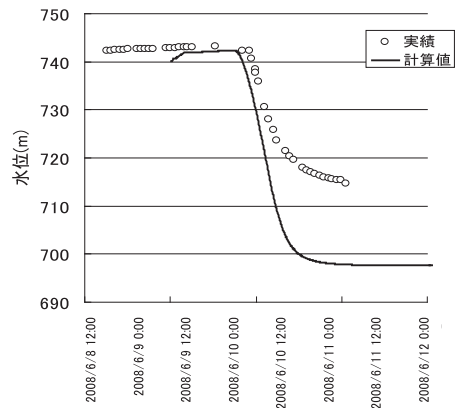
前節の計算に用いるシミュレーションが完成すればこの問題も解決する。天然ダムが越流決壊する場合のピーク流量だけでなく侵食が落ち着くまでのハイドログラフが予測される必要がある。図5.2は、2008年に発生した中国四川地震によって形成された唐家山の天然ダムに対するシミュレーション結果である¹⁶⁾。計算に必要な天然ダムの形状は衛星から取得された。計算では鉛直方向に侵食が大きく進むのに対して、実際は侵食が早く止まっている。侵食に抵抗する土塊が存在したか、アーミングによるものか不明である。

5.4 洪水の流下に伴う変形

中越地震の東竹沢の天然ダムの下流には竜光地区という集落があり、天然ダムの決壊による洪水で氾濫浸水の可能性があるとして避難が勧告された。その時点では、Costaの経験式¹⁶⁾による天然ダム直下流の推定ピーク流量が、約2 km下流の竜光地区の上流に与えられ氾濫の予測計算が行われた。東竹沢の天然ダムを形成したのは、図5.3の粒度分布を有する一様に近い砂で、越流が起こればかなり急激に侵食されたと考えられる。しかし、流下に伴い洪水波形は変形する。鋭いピークを有する洪水波形ほど流下に伴って減衰が急激である。図5.4は、耳川の天然ダムの計算結果である¹⁷⁾。一般には天然ダムを形成する土砂の粒度分布は広いので、この場合も粒径を種々与えて計算した。粒径が小さくなると天然ダム直下流でのピーク流量は大きいと流下に伴って急激に減衰し、下流では粒径の影響は小さくなる。粗度や湾曲などの河道特性が天然ダム決壊時の洪水段波の変形にどのように影響するかの研究が必要であ



(a) 唐家山天然ダム決壊時の流量



(b) 唐家山天然ダム決壊時の湛水位の低下

図5.2 中国四川地震によって形成された唐家山の天然ダムのシミュレーション計算結果

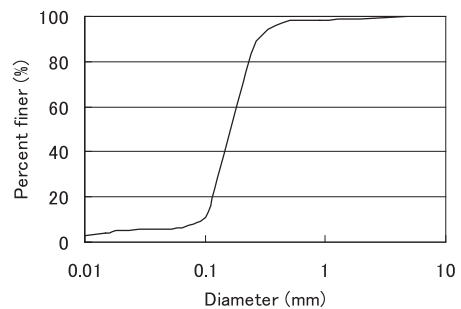


図5.3 中越地震，東竹沢の天然ダムを形成した土砂の粒度分布

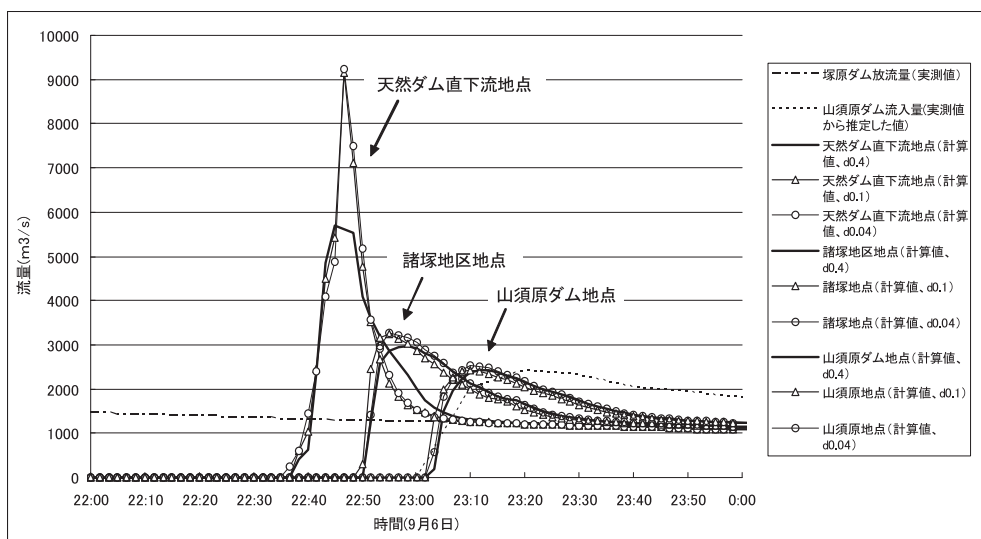


図 5.4 耳川天然ダム決壊時の流量推定

る。図 5.5 は、高磯山の天然ダムに対する計算であるが¹⁸⁾、流下に伴う変形を十分には説明できていない。

5.5 対策工

長野県西部地震では天然ダムの下流端にコンクリートブロックを並べて侵食を防止し排水路を掘削した。米国セントヘレンズ山では、応急対策として下流に大型の砂防堰堤を建設し、恒久対策としては排水のためのトンネルが設けられた。中越地震は10月の2個の台風の後発生し、積雪期に向かった時期だったので流入流量が少なく、ポンプで排水しながら排水路を掘って安定的に排水する事に成功した。これが一部では、天然ダム=ポンプ排水というある意味で間違った成功体験となってしまった。岩手宮城地震でもポンプを分解しヘリコプターで輸送する事に多くの時間とエネルギーを割いてしまった。ポンプの排水量は大きくないので、上流の流域面積に依るが、数mm程度の時間雨量があればポンプは役に立たなくなる。越流侵食シミュレーションを行いながら湛水と競争して出来るだけ低い位置に排水路を設置するよう掘削するのが正解である。中国の四川地震ではそのような対応をしていたと見受けられる。

掘削した土砂下流に置いて天然ダム下流法勾配を緩くすると、ピーク流量を小さく抑えるのに効果的である。侵食速度を抑えるのが有効であるので、コンクリートブロック¹⁹⁾や砂防ソイルセメントで下流法を保護する事も考えられる。緊急時の対応についてはまだまだ検討の余地がある。

天然ダムの全てが急激な侵食(決壊)をするわけではないこと、多くが形成から2, 3時間から2, 3日の内に消滅し対策をする余裕がないことも再度認識する必要がある。

5.6 あとがき

Shuster ら²⁰⁾の著書「Landslide dam」が良く知られたことから、これを地すべりダムと訳し、いわゆる地すべり研究者が天然ダム形成時に議論に加わることが多くなった。確かに天然ダムを形成したのは地すべり(崩壊、土石流、溶岩流、火砕流もあるが)であるが、堆積した箇所の河床勾配は緩やかなケースが多く、天然ダムを形成した土塊がさらに滑る可能性は低い。それでも、中越地震の東竹沢では地すべり研究者が天然ダム土塊がさらに滑るかどうかの安定性を判定するのだとボーリングを主張していた。その当時、日本地すべり学会では、地すべり(landslide)を日本の地

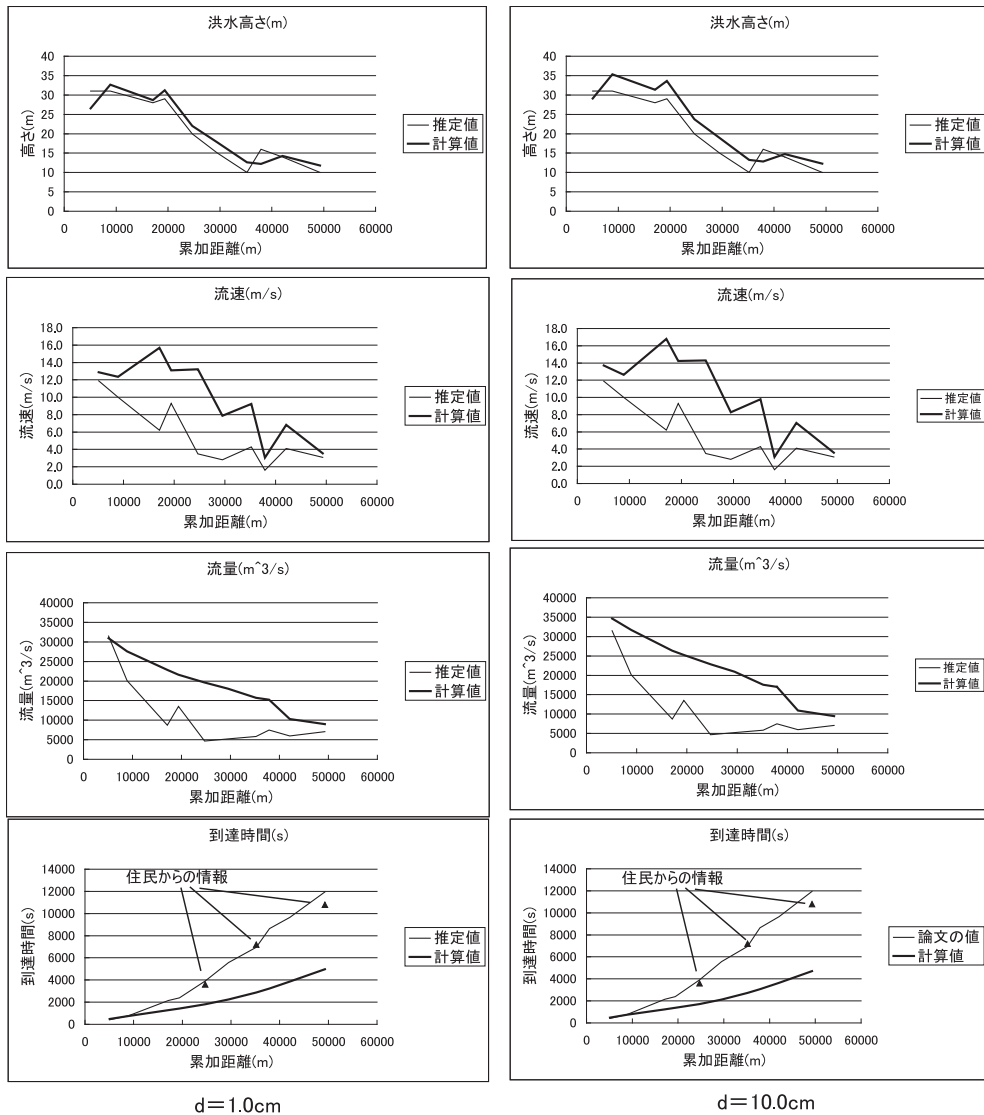


図5.5 高磯山天然ダムの洪水の伝播推定

すべり、崩壊、土石流という分類の運動速度の遅い、規模の大きいいわゆる「地すべり」に限定する必要はないという動きがあり、中越地震で時の山古志村の村長が天然ダムは大きな被害を引き起こしているのに「天然」という言葉には良いもののような響きがあると言い出し、国土交通省、マスコミがそれを受けて天然ダムという用語の使用を自粛したため、河道閉塞、地すべりダム、土砂

ダムなど用語が混乱した。最近では再び、天然ダムが使われているが、一部では混乱が残っており地すべり関係者は今でも地すべりダムを多く使用している。著者は用語は時間が経てば落ち着くものと考えており、今どの用語でないといけないと主張するつもりは無いが、「地すべりダム」と呼んで、越流による侵食よりも天然ダム土塊の滑りに目が向くとしたら適当ではないと考えている。

また、御岳崩れや岩手宮城地震で見られたが、マスコミに対して、天然ダムが決壊すると大きな土石流になると言う研究者が現れる。それらの研究者は、土石流がどういうものであるかを良く知らないと思われるのだが、マスコミにそうはならないとする主張よりも派手な事象が発生するという主張を取り上げるワイドショーの傾向があるとすれば防災上困った事である。マスコミを含めた一般への説明を丁寧に行い、無用な混乱を避け、適切な対応ができるようにさらに研究が進むことが期待される。

(追記) この原稿を書き終えた2011年9月4日、四国上陸後も10 km/hrと移動速度が遅い台風12号による大雨(3日間で2000 mm以上)により、紀伊山地で多くの深層崩壊が発生し、天然ダムが17箇所(2011年9月14日現在、国土交通省による)形成された。その中には高さが100 mを超えるものもあり、2011年5月に施行された改訂土砂災害防止法により、高さ20 m以上の天然ダムについて国土交通省によって、プイによる湛水位の監視、シミュレーションによる越流時の下流への影響予測が行われ、関係県と市町村に情報提供がなされている。今後の推移、対応は大変興味あるところであるが、評価は尚早であるので本稿では議論の対象としない。多くの知見、教訓が得られることが期待される。

参考文献

- 1) 北沢秋司：長野県西部地震における河道閉塞等の事例、二次災害の予知と対策、No. 1, 全国防災協会, 1986, pp. 33-62
- 2) 田畑茂清, 水山高久, 井上公夫：天然ダムと災害, 古今書院, pp. 205, 2002
- 3) 芦田和男：河道埋塞に関する事例研究(1889年(明治22年)十津川水害について), 二次災害の予知と対策, No. 2, 全国防災協会, 1987, pp. 37-45
- 4) 武居有恒：昭和28年有田川災害, 二次災害の予知と対策, No. 2, 全国防災協会, 1987, pp. 47-71
- 5) 高橋 保, 匡 尚富：天然ダム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, 31 B-2, 1988, pp. 601-615
- 6) Awal, R., 中川 一, 川池健司, 馬場泰之, 張浩：天然ダムの越流およびすべり破壊に起因した洪水/土石流ハイドログラフの予測, 京都大学防災研究所年報, 第51号, 2008, p. 77
- 7) 水山高久：河道埋塞, 二次災害防止対策, 全国防災協会, No. 5, 1994, pp. 25-49
- 8) (財) 砂防フロンティア整備推進機構：大規模な天然ダムの形成・決壊を対象とした異常土砂災害対応マニュアル(案)
- 9) Mizuyama, T., S. Tabata, T. Mori, F. Watanabe, K. Inoue; Outbursts of landslide dams and prevention, INTERPRAEVENT 2004, IV/221-229
- 10) Mori, T., T. Sakaguchi, Y. Sawa, T. Mizuyama, Y. Satofuka, K. Ogawa, N. Usuki, K. Yoshino (2010): Method of estimation for flood discharge caused by overflow erosion of landslide dams and its application in as a countermeasure, INTERPRAEVENT 2010, pp. 293-302
- 11) 里深好文・吉野弘祐・水山高久・小川紀一郎・内川龍男・森 俊勇：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 51, p. 901-906, 2007
- 12) 里深好文・吉野弘祐・小川紀一郎・水山高久：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 59-6, p. 55-59, 2007
- 13) 森 俊勇, 伊藤達平, 水山高久, 小田 晃：天然ダム決壊時におけるすべり破壊可能性の検討, 砂防学会誌 58-4, 41-45, 2005
- 14) 小田 晃, 水山高久, 長谷川祐治, 森 俊勇, 川田孝信：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 59-1, 29-34, 2006
- 15) Costa, J.: Floods from dam failure, Flood Geomorphology, 1988, pp. 436-439
- 16) Mizuyama, T., Y. Satofuka, K. Ogawa, T. Mori; Estimating the outflow discharge rate from landslide dam outbursts, Disaster Mitigation of debris flows, slope failures and landslides, vol. 1, Proceedings of INTERPRAEVENT, 365-378, 2006
- 17) Mori, T., T. Sakaguchi, Y. Sawa, T. Mizuyama, Y. Satofuka, K. Ogawa, N. Usuki, K. Yoshino: Method of estimation for flood discharge caused by overflow erosion of landslide dams and its estimation in as a countermeasure, INTERPRAEVENT 2010, pp. 293-302
- 18) 里深好文・吉野弘祐・小川紀一郎・森 俊勇・

- 水山高久・高濱淳一郎；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59-6，p. 32-37，2007
- 19) 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62-6，pp. 24-29
- 20) Schuster, R.L., Costa, J.E.: A perspective on a landslide dams, Geotechnical Special Publication, No.3, ASCE, New York, 1986, pp.1-20

6. 天然ダムと危機管理

池谷 浩*

6.1 はじめに

2004年10月新潟県中越地震が発生し、多くの被害が生じた。特に旧山古志村東竹沢地区で発生した天然ダムによる湛水は、上流域の住宅を水没させていった。その様子は連日テレビで放映され、天然ダム対策の必要性が社会的課題となった。また、この天然ダムが決壊した場合の危険性も話題となった。それは、1847年善光寺地震により岩倉山が崩壊し犀川を閉塞して天然ダムを形成した。そしてその後決壊して、下流善光寺平で大きな被害が発生したことが一つの理由となっている。

このような天然ダムによる災害を事前に防止するべく、天然ダムが形成された場合には、上流と下流域で災害を防止するための危機管理が必要不可欠となる。

本文では、過去に形成された天然ダムを分析するとともに、原因や形成プロセス等の特性を明確にしたうえで、具体的な危機管理手法とその課題及び提言について述べる。

6.2 天然ダムの危機管理の考え方

6.2.1 概説

豪雨や地震、火山噴火が発生した場合、天然ダムが形成されているかどうかの確認をまず実施する（図6.1参照）。そして、天然ダムが形成されている場合は速やかに概略調査をする。この際、少

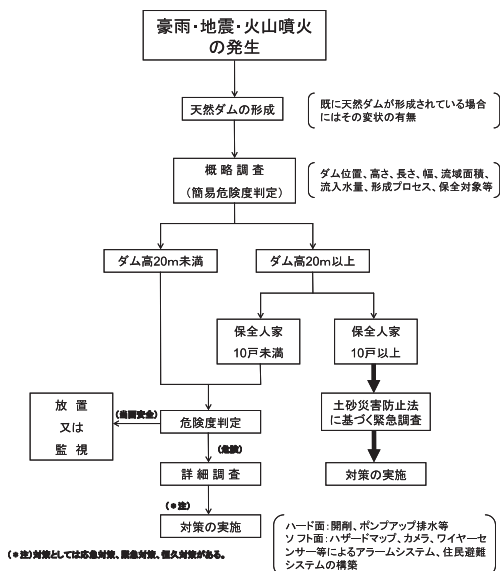


図6.1 天然ダムの危機管理の流れ

なくとも天然ダムが形成されている場所、高さ（標高）、長さ、堰止土量、湛水量、天然ダムから上流の流域面積の他に、天然ダム形成の原因、形成が崩壊によるものか土石流によるものかというプロセス、天然ダム上・下流の保全対象等を早急に把握することが必要である。これらは、主にヘリコプター等による目視を含めて把握する。また、現地踏査では水の集まりやすさを知るため平時の流量を把握することも大変重要なことである。この際、過去の災害ですでに天然ダムが形成されている地域にあっては、既存の天然ダムの変状の有無を調べることも大切である。

ここで、天然ダムの高さがおおよそ20m以上か未満かに分類する。特に天然ダム高が20m以上で、保全対象人家戸数が概ね10戸以上ある場合には、国土交通省が「河道閉塞による大規模な土砂災害」として、土砂災害防止法に基づいて、緊急調査を実施することとしている。そして、その結果により対策を実施することとなっている。

一方、天然ダムのダム高が20m未満の場合や20m以上でも保全対象人家戸数が10戸未満の場合には、概略調査結果から天然ダムの危険度を判定する。その結果、危険と判断された場合には、

*財団法人 砂防・地すべり技術センター

ハード面、ソフト面での対策を実施することになる。

6.2.2 危機管理という視点からみた対策実施のためのリードタイムの設定

天然ダムに対する対策を実施するためには決壊までの時間を知ることが最も大切である。筆者は応急対策が実施可能かどうかという視点で、危機管理上必要な天然ダム決壊までの時間（リードタイム）を以下のように設定した。

- (1) 天然ダム形成から決壊までの時間が1日以内・・・対策は非常に難しい
- (2) 〃 1日～7日以内・・・ソフト対策による対応が実施可能、応急ハード対策に着手可能
- (3) 〃 7日以上・・・ハード、ソフト対策による応急・緊急対策の実施が可能

(1)の事例では、場合によっては天然ダムの形成確認がなされないうちに決壊することになる。岩手・宮城内陸地震時に形成された15の天然ダムのうち、発災当日に確認されたものは4箇所のみで15箇所の天然ダム全てが確認されたのは発災5日目であった。特に豪雨に起因する天然ダムは、雨が降り続いていたり雲が低く存在する状況下で確認が難しい。

一般に短時間に決壊する天然ダムの多くはダム高が低く、決壊による大規模な災害をもたらす例は少ないとも考えられる。ただし、場所によっては大きな被害が発生する可能性を否定できないことから早く見つけて天然ダム下流の河道状況と保全対象との関係を調べることが大切である。

(2)の事例では、基本的に危険性が確認された場合、下流域での氾濫区域を想定するとともにワイヤーセンサーやカメラ等の監視機器を設置して、住民の避難対応を実施する。中越地震や岩手・宮城内陸地震時にもハザードマップを作成したり、監視カメラや土石流用のワイヤーセンサーを設置している。もちろんハード面の対策、例えばポンプ排水などが可能となる。

(3)の事例は具体的な応急・緊急対策が可能な時間と言える。例えば、岩手・宮城内陸地震時に発災当日に確認された天然ダム3地区のうち、5

日目には市野々原地区でポンプ排水が開始され、浅布地区でも8日後にポンプ排水が開始されるなど応急対策が実施された。

危険度判定の結果、危険度が大の場合には、直ちに詳細な現地調査を行う。特に決壊した場合のピーク流量と下流域での流下能力を比較し、土石流による氾濫範囲を想定する。

対策としては、ポンプ排水や仮排水路の設置などの応急対策、排水路設定などの緊急対策を実施するとともに、天然ダムの監視(カメラ等による)とワイヤーセンサー等によるアラームシステムを設置して、ハザードマップを基にした下流域の住民の避難システムを早期に構築する。

6.2.3 危機管理からみた天然ダム形成の原因と危険度

天然ダムの形成原因としては豪雨・地震・火山活動によるものがある。加えて、天然ダムを形成するプロセスも一つではない。例えば、斜面からの崩壊土砂が河道に堆積して天然ダムを形成するものや崩壊土砂が土石流化して流下し、下流域で河道に堆積して天然ダムを形成するものなどがある。これら形成原因や形成プロセスの違いによって、天然ダムの危険度がどのように異なるかを過去に形成された天然ダムの資料¹⁾(表6.1参照)から調べてみた。表6.1には豪雨により天然ダムが形成された例として、1889年の奈良県十津川災害の例を示したが、この表では同一地質内での比較ができるよう、四万十層で形成された天然ダムでかつ、決壊までの継続時間が判明しているもののみを示している。

図6.2は、多様な原因により形成された天然ダムの堰止土量 (m^3) と湛水量 (m^3) の関係をリードタイムを考慮して示したものである。一般的に堰止土量が多い天然ダムでは湛水量が大きく、100万 m^3 以上の堰止土量の天然ダムはそれ以下の天然ダムに比して、決壊までの時間が長くなっている。

一方、決壊までの時間が短いのは豪雨によって形成された天然ダムで、同じ規模の湛水量を有する天然ダムでも形成プロセスが土石流によるもの

表6.1 豪雨・地震及び火山噴火によって形成された天然ダム（参考文献（1）に筆者が加筆したもの）

No.	地域名	発生年	誘因	地質	土砂移動 形態	流域面積 (m ²)	堰止高 (m)	堰止長 (m)	堰止土量 (m ³)	決水量 (m ³)	継続時間 (秒)	崩壊地形	平均流量 (m ³ /s)	堰止長/ 堰止高	決水量/ 平均流量 (XE5)
	十津川災害	1889	豪雨												
1	辻堂新湖	〃	〃	四万十層	土石流	2.76E8	18	450	3.6E4	7.8E5	3.6E3	凹	30	25.0	0.26
2	宇井新湖	〃	〃	〃	崩壊	2.82E8	10	380	2.3E5	9.3E5	1.8E4	平行?	30	38.0	0.31
3	河原樋新湖	〃	〃	〃	〃	1.54E8	80	750	1.3E7	4.0E7	1.5E6	平行?	16	9.3	25.0
4	旭新湖	〃	〃	〃	〃	5.1E7	25	300	4.5E5	9.2E5	1.8E4	-	6	12.0	1.53
5	林新湖	〃	〃	〃	〃	5.31E8	110	690	3.1E6	4.2E7	6.1E4	凹	56	6.2	7.50
6	川津新湖	〃	〃	〃	土石流	6.4E8	10	200	1.5E5	5.6E5	1.1E4	〃	69	20.0	0.08
7	杉清新湖	〃	〃	〃	〃	8.3E7	20	120	1.0E5	6.0E5	5.0E3	〃	9	6.0	0.66
8	内野新湖	〃	〃	〃	〃	1.0E8	15	130	9.4E4	1.3E6	1.8E3	〃	11	8.6	1.18
9	風屋新湖	〃	〃	〃	崩壊	6.57E8	50	300	8.5E5	1.6E6	5.8E4	〃	70	6.0	0.22
10	小原新湖	〃	〃	〃	土石流	7.8E8	7	250	7.3E4	6.5E5	7.2E3	〃	83	35.7	0.07
11	小川新湖	〃	〃	〃	崩壊	3.6E7	190	500	1.0E7	3.8E7	4.5E5	〃	4	2.6	95.0
12	山手新湖	〃	〃	〃	〃	7.3E6	80	350	4.2E6	1.2E7	1.9E6	〃	1	4.3	120.0
13	柏溪新湖	〃	〃	〃	〃	3.2E6	70	450	2.6E6	1.7E6	1.9E6	〃	1	6.4	17.0
14	無名新湖（上湯川）	〃	〃	〃	〃	6.0E5	100	150	2.6E6	2.3E6	8.6E5	〃	1	1.5	23.0
15	突合新湖	〃	〃	〃	〃	7.0E6	75	90	1.1E6	9.0E6	1.0E5	〃	1	1.2	90.0
16	桂釜新湖	〃	〃	〃	〃	1.5E7	60	250	1.1E6	6.4E6	5.0E3	-	2	4.1	32.0
17	久保谷新湖	〃	〃	〃	〃	6.1E7	20	200	6.0E5	1.3E6	3.2E4	凹	7	10.0	1.85
18	重里新湖	〃	〃	〃	〃	7.2E7	25	250	6.3E5	1.8E6	3.2E4	〃	8	10.0	3.0
19	西ノ陰地新湖	〃	〃	〃	〃	7.5E7	20	120	2.3E5	4.0E5	3.2E4	〃	8	6.0	0.50
20	大谷崩れ（大池）	1702	地震	砂岩・粘板岩	土石流	1.2E6	30	650	4.0E6	4.7E6	決壊せず	尾根	2	21.6	23.5
21	岩倉山崩れ（犀川）	1847	〃	小川層	崩壊	8.4E5	65	1000	2.1E7	3.5E8	1.6E6	〃	100	15.3	35.0
22	鳶山崩れ（泥鱈池）	1858	〃	火山岩等	土石流	1.8E6	125	700	2.7E7	2.7E7	決壊せず	〃	1	5.6	270.0
23	白山地震（庄川）	1586	〃	濃飛流紋岩	崩壊	5.0E5	90	500	4.5E7	1.5E8	2.3E6	〃	40	5.5	37.5
24	中越地震（東竹沢）	2004	〃	砂質泥岩	〃	1.7E7	31	320	6.5E6	2.5E6	対策実施	〃	-	10.3	-
25	中越地震（寺野）	〃	〃	〃	〃	6.0E6	31	260	3.0E5	3.8E5	〃	〃	-	8.3	-
26	伝上崩れ（御岳山）	1984	〃	火山岩類	土石流	-	30	3500	3.0E7	3.6E6	決壊せず	〃	-	116.6	-
27	磐梯山（輪原湖）	1888	火山噴火	輝石安山岩	〃	-	25	-	-	1.5E8	〃	-	5	-	300.0
28	磐梯山（秋元湖）	〃	〃	〃	〃	-	34	-	-	4.4E7	〃	-	5	-	88.0

の方が崩壊によるものより決壊時間が短い。また、地震による天然ダムは決壊しない例もあるが、決壊した場合でも豪雨による天然ダムより時間がかかっている。図には示されていないが火山噴火の事例では、決壊しにくいことが表6.1から分かる。

豪雨に起因する天然ダムが比較的決壊しやすいのは、崩壊時にすでに多量の水分を含有していること、特に土石流として流下した土砂は量的にも比較的小さい例が多い。加えて、豪雨により流域内に降った大雨が流量として流れ下るため、天然ダムの越流を容易にしていることも理由の一つと考えられる。

一方、火山噴火に伴う山体崩壊は移動土砂量が多いことが理由となり、天然ダム決壊に至らない例が多い。地震による天然ダムは豪雨によるものと火山噴火によるもの中間に位置していて、決壊しないか、決壊する場合でも比較的時間がかかっている。

湛水量が大きい天然ダムは平時の流量にもよるが、一般的には満水までに時間がかかる。天然ダムの高さや湛水量との関係を調べたのが図6.3である。高さが20mを越すと湛水量も100万m³を越す傾向が伺える。土砂災害防止法で規定した高さ

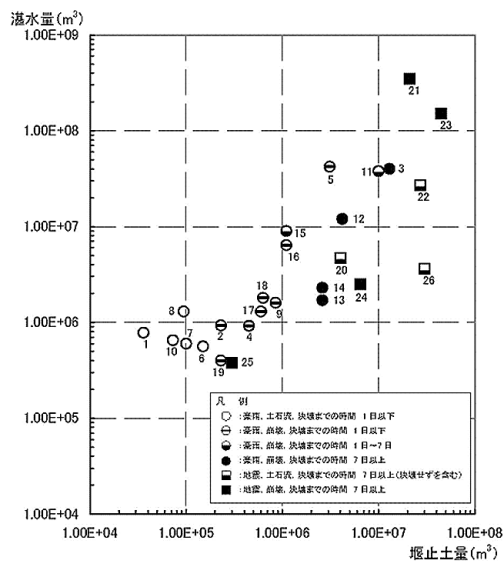


図6.2 天然ダムの堰止土量と湛水量の関係

20mの天然ダムは大規模な土砂災害を起こす可能性があるとしてされているが、この図からも20mを越える天然ダムの湛水量が大きいことが分かる。

天然ダム決壊の原因としては、原因が不明なものを除くと越流による事例が多い¹⁾。

越流による危険度は、天然ダムが形成された場所から上流の流域面積と天然ダムの湛水量によって規定される。この流域にどの位の雨が降るかが大きな要因で、降雨がない場合は平時流量のみが湛水に影響することになり、越流までの時間は長くなる。図6.4に湛水量(m³)をその地点での平均流量(m³/s)で除した値と天然ダム決壊までの

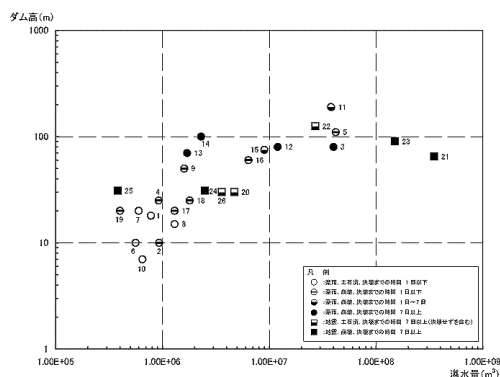


図6.3 天然ダムの高さや湛水量の関係

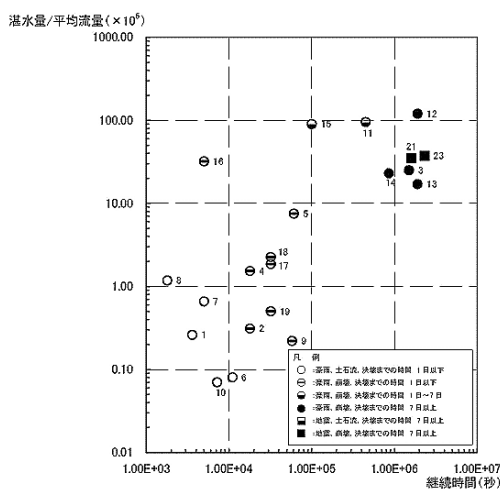


図6.4 (湛水量/平均流量)と決壊までの時間との関係

時間 (s) との関係を示した。平均流量がダム地点までの水の集まりやすさを示していると考えたものである。図からも分かるように(湛水量/平均流量)の値が大きいほど決壊までの時間がかかっていることが分かる。

このほか、一般に天然ダムの高さに比して十分に長い(河道方向)天然ダムは破壊しにくいと考えることができる。そこで(堰止長/堰止高)と決壊までの時間を調べたが明瞭な差が見られなかった。

このように、天然ダムの危険度の視点からは、天然ダム形成原因やそのプロセスが従来から言われている天然ダムの形状や位置などと同様重要な調査項目となることが分かった。

なお、危機管理面で注意をはらうべき現象として特記すべきは、十津川災害時に風屋新湖が上流の林新湖の決壊によって破壊されたことである。流域内に複数の天然ダムが形成された場合は、決壊までの時間の短い天然ダムによって、その下流の天然ダムが決壊するおそれのあることを意味しており、対応する場合の優先順位の決め方に大きく関係するものとなっている。

6.2.4 危険度の判定と対応方策

(1) 天然ダム上流域への危険度判定と対策

概略調査から、天然ダム天端標高を知り、その標高をもとに湛水による水没区域を把握する。人家、工場、ライフライン、田畑などへの影響がある場合には、天然ダムの湛水量 (m^3) を調査し、これに平時の流入流量 (m^3/s)、降雨時の流量 (m^3/s)などを考慮して、人家等保全対象のある地盤標高までの水位上昇時間を求める。

そして、湛水区域図(ハザードマップ)や水没予想時間を住民や構造物の管理者に伝え、避難等の対策を実施する。応急対策としては重要構造物周辺への土のう積みや盛土による堤防などを実施する。もちろん、湛水するまでの間に、堤体の開削が可能の場合は、ダムの堤体を開削して湛水を防ぐこととする。

(2) 天然ダム下流域への危険度判定と対策

天然ダムの下流域への影響は、ダムの決壊に伴う土石流災害と言える。そこで、これら天然ダムの決壊を防止し又は予測して、下流域で少なくとも人的被害を発生させないような対策が国や都道府県によって実施されている。

下流域への危険度判定には、天然ダムの決壊までの時間と決壊による下流域への影響を知ることが重要である。天然ダム決壊の原因は主に流水の越流によるものと考えられることから、天然ダムの湛水量に対して流入流量を調査し、降雨も考慮して危険度を判定する。

概略調査結果から湛水量と平均流入流量(平均流量)が分かれば、図6.4から大まかな決壊までの時間を知ることができる。また、湛水量と堰止土量から図6.2を用いて、おおよその危険度が分かる。これらから、危険が迫っていると判断される場合には、下流域の住民の避難だけでも実施することが望まれる。

なお、これまでの例では建設省中部地方建設局の資料¹⁾から、湛水量と堰止土量の関係を調べ、これに天然ダムの継続時間を示した図が危険度判定として用いられたことがあるが、継続時間の表示が必ずしも安全側となっていないことから、あえて図6.2を示している。

具体的な例として新潟県中越地震の際に形成された天然ダムを見てみると、ほとんどの天然ダムは早い時期に自然に解消されて、下流域への危険度を考慮して緊急対策と恒久対策が実施されたのは東竹沢と寺野の2箇所であった。

6.2.5 土砂災害防止法に基づく緊急調査と対策

(1) 土砂災害防止法の改正と天然ダム

平成23年5月1日から「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律(以下、土砂災害防止法という。)」の一部を改正する法律が施行された。この法律改正の目的は、大規模な土砂災害が急迫している状況において、市町村が適切に住民の避難指示の判断等を行えるよう、特に高度な技術を要する土砂災害については国土交通省が被害の想定される区域、時期の情報

を提供することとした。ここでいう特に高度な技術を要する土砂災害とは以下の三つである。

- ①天然ダムによる湛水を発生原因とする土石流による災害
- ②天然ダムによる湛水災害
- ③火山噴火に伴う火山灰の降下等に起因する土石流災害

(2) 区域・時期の情報を提供するための調査²⁾

天然ダムが形成され、土砂災害防止法施行令(第8条第1号)に該当する状況が生じた場合、国は緊急調査に着手する。調査は天然ダムの位置、比高、下流側水平長、越流までの水位差及び湛水長に関する現地調査を実施するとともに、天然ダム上下流の河床の縦断形状、上流湛水域の側岸の勾配、天然ダム形成箇所の河道幅、下流域の地形及び湛水域への流入流量を調査する。

(3) 重大な土砂災害が想定される土地の区域の想定に関する解析

重大な土砂災害が想定される土地の区域の想定については、以下の項目について解析を行うことを標準としている。

天然ダムを原因とする湛水により重大な土砂災害が想定される土地の区域の想定については、2万5千分の1程度の地形図を用いて、越流が開始される時点での天然ダム上流の湛水面以下の区域を想定区域とする。天然ダムを原因とする土石流により重大な土砂災害が想定される土地の区域の想定については、天然ダム天端から堰体末端まで1次元河床変動計算を行い、ハイドログラフを求め、それより下流域では2次元氾濫計算を行う。

(4) 重大な土砂災害が想定される時期に関する解析

天然ダムを原因とする土石流により重大な土砂災害が想定される時期は、天然ダムが満水となり越流が開始するおそれのある時期のことであり、越流開始時に想定される湛水量と調査時点の湛水量及び天然ダム形成後の平均流入流量から予測する。

(5) 土砂災害緊急情報の提供

国は緊急調査を実施し、天然ダムを原因とする土石流・湛水により被害が生ずるおそれがある区域及び時期が特定された場合、関係する市町村及び都道府県に通知するとともに、一般に対して周知することとしている。なお、一般への周知については、報道機関への情報提供やインターネット等により行うこととしている。

(6) 継続監視の実施

天然ダムが自然に解消したり、または応急対策工事を実施して、天然ダムを原因とする土石流による被害の生じるおそれが無くなった場合は緊急調査を終了する。それまでの間、天然ダムの形状変化や湛水状況などを継続的に監視し、被害を受ける区域が変化した場合など必要に応じて、土砂災害緊急情報の通知を行うこととしている。詳細な天然ダムの監視手法については、(独)土木研究所³⁾からマニュアル(案)が出されている。

(7) 対策の実施

緊急調査を実施し、危険性が確認された天然ダムについては、何らかの対応がなされることとなる。2011年9月3日に上陸した台風12号によって形成された天然ダムについては、国の緊急調査により土砂災害緊急情報が県と市町村に出され、仮排水路工事等が施工されている。

6.3 天然ダム災害防止のための課題と提言

(1) 天然ダムの早期発見(確認)のための前提

できるだけ早く天然ダムの発生を確認し、状況を調査してその危険度を知ることが大切である。

しかし、自然現象、例えば地震、火山噴火または豪雨が発生した場合、誰が天然ダムの形成について調査するのか(大規模な天然ダム形成が確認されてからは国の緊急調査となる)、どの程度の規模の自然現象で調査をはじめののかが明確となっていない。

一般的に考えると、まず豪雨による場合は流域内に土砂災害や洪水災害が複数発生しているような豪雨時には流域全体の状況把握が必要となる。

地震については、震度5強以上の強い揺れが生じた場合、状況の把握が必要である。また、火山噴火について、天然ダムを形成させるためには山体崩壊の発生が条件となる。このような状況は火山噴火のたびに各火山で発生することではないので、山体崩壊の発生を確認してから、調査することで充分であろう。

なお、調査主体は基本的には当該地域の都道府県となるのであろうが、機動力や専門性を考慮すると国の砂防関係事務所の調査を期待したいところである。

(2) 現地調査手法のフェールセール化

実際に現地調査に入る場合、いつも良好な条件で調査ができるとは限らない。例えば大雨が続いている場合、雨雲により上空からの調査ができない場合がある。また、途中の道路が寸断され、陸上からの現地調査が不可能となる事例もある。空からの目視では湛水しないと天然ダム形成が分かりにくい。そこで、最悪な条件を考慮していくつかの現地調査手法を事前に検討しておくことが必要である。特に上空からの可視による情報収集が困難な場合には、衛星情報、特にSAR画像の活用が有効な手法となりうる。衛星画像は広域情報としても有効なツールとなりうる。

(3) 天然ダム決壊に伴う土石流の氾濫区域の設定

土砂災害防止法による、よらないに関わらず天然ダム決壊による土石流の発生とその氾濫区域をできるだけ早い時間で作成し、ハザードマップとして住民に公表することが望まれる。

初期の時点では計算に必要なDEMが充分でない場合が考えられる。そこで、すでに国が保有しているレーザープロファイラーのデータなどでDEMのアーカイブを準備しておくことが望ましい。氾濫区域は、天然ダム決壊の仕方によっても大きく異なるが、最初の時点では最も危険と考えられるダムブレイク型で危険区域を知ることが良いだろう。

なお、最近シミュレーション手法の研究が進

み、天然ダム決壊と下流域での流量観測とのデータを精度よく再現する手法として森ら⁴⁾の手法が発表されている。

(4) 複数の天然ダムが形成されている場所の緊急対応のトリアージ

一つの流域において複数の天然ダムが形成されることがある。特に連続的に天然ダムが形成されると、一つの天然ダムの決壊が下流の天然ダムの決壊につながる事が想定される。

そこで、一つ一つの天然ダムの危険度とその影響調査も重要だが、連続している天然ダムの場合、最も危険度の高いものが決壊した時の下流への影響を検討する必要がある。すなわち、各天然ダムの保全対象を見ての対応だけではいけないことがある。

(5) 緊急対策実施のための資機材とその運搬手段

緊急対策として、天然ダムの排土やポンプによる排水工事が必要となる例がある。

しかし、災害により道路が寸断されて資機材を天然ダムが形成している現地に運搬できないことがある。大型の重機になるとヘリコプターによる運搬も困難となる。そこで、天然ダム形成時に緊急対策として使用する重機や資材がどこにどの位の数量あるか、またそれらを運搬する手段として何が可能かを平常時から管理しておき、情報を共有しておくことが望まれる。

特に大型の重機については、分割して運搬できるようにしておき、現地で組み立てるということも事前に検討しておく必要がある。

ポンプとホースについては、水量や排水場所での距離等により多量に必要となることがあるので、事前にポンプの容量とあわせたホースのセットを準備しておくことが必要である。

6.4 おわりに

2008年5月12日、中国四川省汶川映秀付近を震源とするM8.0の地震が発生した。この地震により、極めて危険な天然ダム1箇所と評価された

唐家山の天然ダムは「排水路を掘削し越流させ、越流水の浸食による段階的な河床低下と排水を目指す」という中国政府の応急対策方針のもと、決壊による下流域での洪水氾濫範囲の想定が行われ、避難が実施され天然ダムの人工的な破壊が実行された⁵⁾。

このように天然ダムの危機管理の一つの方法として、湛水した天然ダムを人工的に破壊するという手法も考えられる。しかし、現在の日本では、人為による災害は極力さけるという方向が示されていて、危機管理の方法として人工的に破壊する場合は、下流域の絶対的な安全が前提となる。

天然ダムの危機管理には国の事情により多様な対応があることも知っておく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省中部地方建設局河川計画課；天然ダム調査事例集，昭和62年12月
- 2) 水野秀明；緊急調査マニュアル（河道閉塞）の解説及び演習（1），国土交通省国土交通大学校研修テキスト，2011
- 3) (独) 土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム；天然ダム監視技術マニュアル（案），土木研究所資料第4121号，平成20年12月
- 4) 砂防フロンティア整備推進機構；天然ダム決壊時のピーク流量推定に関する検討，自主研究報告書，2009
- 5) 池谷 浩，呉 旭，比留間雅紀；汶川大地震と天然ダム－唐家山天然ダムの形成と防災対応－，地震ジャーナル No. 47，地震予知総合研究振興会，2009. 6