

# 天然ダム決壊に伴う大規模外力に対するハード対策の検討事例

国土交通省中部地方整備局越美山系砂防事務所 富田直樹 神野祐一 小島慎也<sup>※1</sup> 浅野里奈<sup>※2</sup> 三輪憲太  
 アジア航測株式会社 ○吉野弘祐 坂口宏 岡本敦 富田康裕 太井正史 梶原あずさ

※1：現 設案ダム工事事務所、※2：現 木曾川上流河川事務所

## 1 はじめに

深層崩壊に起因する土石流、または天然ダムの決壊による災害は、通常の土砂災害に比べて規模が大きく、下流の保全対象へ甚大な被害を及ぼす恐れがある。深層崩壊に起因する土砂災害に対して、これまでにソフト・ハード様々な対策が検討されており、このうちハード対策については、現象の規模の大きさから、通常の基準で設計された砂防施設では被害軽減効果が限定的、または想定される外力に対して安定性を確保できないことが多い。さらに、被害軽減効果が高く、かつ想定される外力に対して安定性を確保した砂防施設を配置することは、地形的な制約や費用の面からの課題も多い。すなわち、深層崩壊に起因する土砂災害に対応する砂防施設としては、深層崩壊下流の保全対象の分布状況や、施設の位置関係が重要となり、単独での費用対効果の見込み方が課題となる。一方で、直轄砂防流域の多くは、土砂・洪水氾濫対策による施設配置計画が検討されており、計画される砂防施設は、通常の出水に伴う土砂流出に対する効果だけでなく、上流で深層崩壊が発生した際に、ある程度効果を発揮する可能性が考えられる。すなわち、ハード対策で対象とする天然ダム規模をあらかじめ設定し、土砂・洪水氾濫対策施設と併せて砂防施設の諸元を検討することで、より効果的な施設配置計画が可能と考える。本検討では、深層崩壊に伴う天然ダム形成を想定し、決壊時に想定される洪水に対して効果的な砂防施設を検討することで、今後の深層崩壊対応施設の考え方について考察した。

## 2 検討内容

### 2.1. 解析対象

越美山系砂防事務所管内において、昭和 58 年(1983 年)に深層崩壊の発生実績を有する根尾西谷川流域を検討対象とした(図 1)。根尾西谷川流域は、中・古生代の美濃帯堆積岩類(付加体)に属しており、近傍に根尾谷断層が位置している。

### 2.3. 検討方法

#### 2.3.1. 天然ダム決壊による被害想定

深層崩壊を想定する斜面は、深層崩壊実績近傍、かつ既往検討により深層崩壊危険斜面として抽出されている斜面(図 1)とし、深層崩壊により形成される天然ダムの形状は、既往文献(水山ら, 2011;内田ら, 2017)に基づき設定した。また、本検討における天然ダム規模(高さ)は、最低 10m から感度分析的に 70m まで 10m ずつ変化させた 7 ケースとし、それぞれの天然ダムが決壊したときの被害想定を実施した。なお、崩壊土砂の全量が天然ダムを形成するものと仮定し、崩壊土砂量は天然ダム高さからオベリスク式により逆算した。

#### 2.3.2. 対策施設による施設効果検証

天然ダム対策としての効果を有する砂防施設(例えば蒲原・内田, 2014)の内、本検討で想定する砂防施設は、洪水調節の機能を有する透過型堰堤(コンクリートスリット堰堤)とし、保全対象との距離を確保した上で、地形条件等により施設効果が最も大きくなる地点を設定した(図 1)。施設の効果は、大オリフィス式(阿部

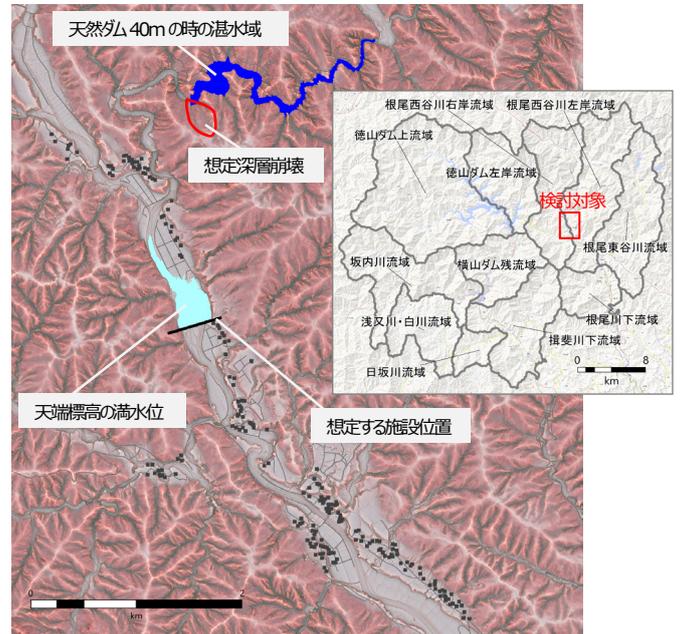


図 1 検討対象

ら, 1998;水山ら, 1989)により算出し、各ケースに対して洪水調節の効果が最大となる諸元(スリット幅)を設定するとともに、ハード対策で対象とする深層崩壊規模を設定するため、天然ダム決壊によるピーク流量と砂防堰堤によるピーク流量の低減量との関係、および砂防堰堤による被害軽減額を算出した。

#### 2.3.3. 深層崩壊対応施設の検討

2.3.2で設定した深層崩壊規模に対して、施設位置での外力を算出し、設計条件を検討した。天然ダム決壊による洪水は土砂濃度が小さく、静水圧での外力が想定されるが、洪水流が段波状態で堤体に衝突する際に発生する流体力を評価する必要がある。そこで、流水型ダムの設計事例を参考に静水圧と流体力の両方の安定計算を満たす砂防堰堤を検討した。

最後に、天然ダム決壊により想定している以上の大規模外力が作用することも考えられるため、安全性は一部失われても基本的な機能は保持することを前提とした砂防施設を検討した。

## 3 天然ダム決壊による被害想定と施設効果検証

無施設時、および計画施設(コンクリートスリット堰堤)のスリット幅を $\Sigma b=15m, 30m, 60m$ としたときのピーク流量の比較を表 1、図 2、図 3 に示す。いずれのスリット幅においても効果最大となるピーク流量が存在することから、天然ダム対策として想定する規

表 1 ピーク流量の比較

高さ(m)	無施設 ピーク 流量 (m <sup>3</sup> /s)	$\Sigma b=15m$			$\Sigma b=30m$			$\Sigma b=60m$		
		ピーク 流量 (m <sup>3</sup> /s)	ピーク 流量の差 (m <sup>3</sup> /s)	割合 (%)	ピーク 流量 (m <sup>3</sup> /s)	ピーク 流量の差 (m <sup>3</sup> /s)	割合 (%)	ピーク 流量 (m <sup>3</sup> /s)	ピーク 流量の差 (m <sup>3</sup> /s)	割合 (%)
10	181	126	56	69	157	25	86	176	6	97
20	769	390	380	51	547	223	71	688	82	89
30	1,221	811	410	66	928	292	76	1,114	106	91
40	2,254	1,803	451	80	1,755	499	78	1,954	300	87
50	3,563	3,197	366	90	3,118	445	88	3,027	536	85
60	5,576	5,278	298	95	5,238	338	94	5,111	465	92
70	8,329	8,057	272	97	8,021	308	96	7,884	445	95

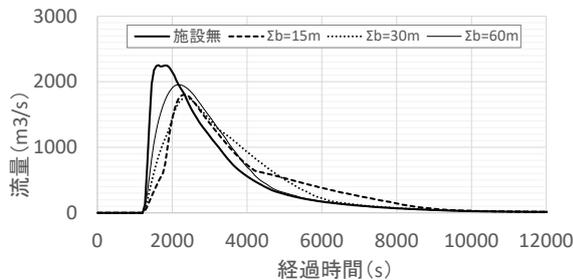


図2 ハイドログラフの比較(天然ダム高40mの例)

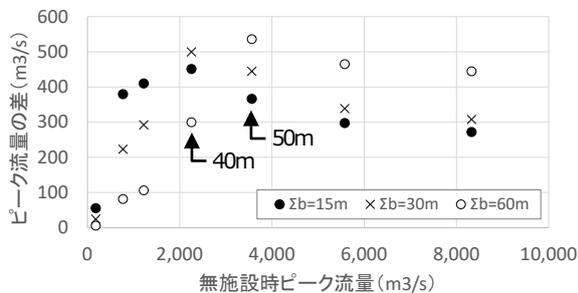


図3 計画施設時のピーク流量の低減量

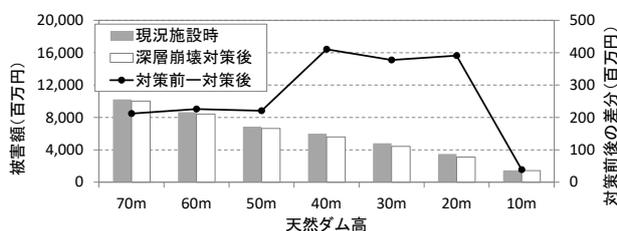


図4 被害額と対策前後の被害額の差分(Σb=15mの例)

模に対して適切な諸元(スリット幅など)を設定する必要がある。以上の被害想定結果を踏まえ、天然ダム規模を変化させたときの被害額の比較を図4に示す。計上する便益は「砂防事業の費用便益分析マニュアル(案)」における直接被害抑制効果(一般資産被害、農作物被害、公共土木施設等被害)と間接被害抑止効果(営業停止被害、応急対策費用)とした。

検討の結果、ピーク流量の低減量は、50mの天然ダムに対してスリット幅 $\Sigma b=60m$ のケースが最も大きい。一方、小～中規模(10m～40m)な天然ダム規模に対しては、 $\Sigma b=15m$ のケースの効果が大きい。本検討におけるスリット幅は、土砂・洪水氾濫対策で想定する出水も勘案し $\Sigma b=15m$ としたが、詳細な諸元は今後検討が必要と思われる。さらに被害額の差分(図4)は、40mの天然ダムのケースが最も大きいことから、本検討においては40m(土砂量に換算すると、約60万 $m^3$ )の規模の天然ダムをハード対策で対象とする現象として施設諸元の検討を行った。

#### 4 深層崩壊対応施設の検討

計画する砂防堰堤の諸元は、ハード対策で対象とする天然ダム規模のケースにおけるピーク流量発生時の水深、流量を用いて検討を行った。一方で、天然ダムの規模によっては、さらに大規模な設計外力が作用することも予想されることから、想定している以上の大規模外力(レベルII)が作用した場合の安定計算も行った。なお、レベルIIの設計外力は、高さ40m以上の4ケースの天然ダムの規模を対象とした。通常的设计基準における安定計算結果を表2に示す。40mを超えるケースでは検討した諸元ではいずれも洪水時の安定条件を満たさない結果となった。ここで、大規模外力(レベルII)に対して、安定性は一部失っ

表2 安定計算結果(堤防高・スリット高13.0m)

天然ダム高	安定計算結果	断面形状
40m	○	天端幅2.5m, 下流法勾配1:0.20, 上流法勾配1:0.75
50m	×	-
60m	×	-
70m	×	-

表3 レベルIIの安定条件の例

	レベルI	レベルII
転倒(引長強度)	ミッドガード内 引長強度は無い	転倒モーメント>抵抗モーメント 許容引長強度以内
滑動	1.2	1.0(摩擦抵抗力のみ)
地耐力(許容支持力)	1.0	1/1.5 $\approx$ 0.7

表4 安定計算結果(レベルII)

天然ダム高	安定計算結果	断面形状
40m	○	(通常の設計条件で安定)
50m	○	天端幅2.5m, 下流法勾配1:0.20, 上流法勾配1:0.75
60m	○	天端幅2.5m, 下流法勾配1:0.20, 上流法勾配1:0.75
70m	△	天端幅2.5m, 下流法勾配1:0.20, 上流法勾配1:0.80

ても基本的な機能は保持することを前提した安定条件を、山口ら(2015)等を参考に設定した(表3)。レベルIIの条件とした場合の安定計算結果を表4に示す。50mおよび60mのケースでは、レベルIIの安定条件を満足することが確認されたことから、計画した砂防堰堤は、安全性は一部失っていても、基本的な機能は保持できると想定される。一方、70mのケースについては、断面を拡大することで安定条件を満たすものの、計画した砂防堰堤の諸元ではレベルIIの安定条件に対しても安定条件を満たせず(基本的な機能が保持できず)、ハード対策のみの対応では不完全と想定される。

#### 5 考察とまとめ

本検討では、深層崩壊地、保全対象、砂防堰堤の適地の位置関係から、被害軽減効果が最大と最適な砂防堰堤の諸元を検討し、検討した砂防堰堤で対象とする天然ダム規模を設定した。40mの天然ダム決壊現象に対して施設諸元を検討した結果、通常設計では40mを超える天然ダムに対しては安定性を確保できない結果となったが、レベルII外力として安定条件を緩和することで、60m(土砂量に換算すると、約150万 $m^3$ )の天然ダムまでは、安全性は一部失っていても、基本的な機能は保持することが確認された。

さらに、土砂・洪水氾濫対策計画と併せて施設諸元の検討を行うことで、過剰に費用を増大させることなく、深層崩壊対策の効果(便益)を発現させることができる可能性がある。

#### 引用文献

- 阿部宗平・嶋大尚・金野崇史・斎藤武(1998):透過型砂防ダムの土砂調節機能に関する実験的考察, 砂防学会研究発表会概要集, p286-287
- 内田太郎・桜井亘・鈴木清隆・萬徳昌昭(2017):深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No.983, p.48-49
- 蒲原潤一・内田太郎(2014):深層崩壊対策技術に関する基本的事項, 国土技術政策総合研究所資料, No.807, p.15-19
- 水山高久・阿部宗平・矢島重美(1989):スリット砂防ダムの流量係数と堆砂形状, 新砂防, Vol.42, No.4(165), P.28-30
- 水山高久・森俊勇・坂口哲夫・井上公夫(2011):日本の天然ダムと対応策, 古今書院, pp.186
- 山口聖勝・石川信隆・田村毅・嶋丈示・水山高久(2015):極めて大きな土石流流体力を受ける砂防堰堤の極限状態における安定計算法, 砂防学会研究発表会概要集, p.B218-219