

土石流発生後の初期対応の高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 27～平 30

担当チーム：土砂管理研究グループ
(火山・土石流チーム)

研究担当者：石井靖雄，武澤永純，秋田寛己，
山崎祐介，水野秀明，藤村直樹，
泉山寛明，赤澤史顕

【要旨】

土石流発生後の溪流では、残存した不安定土砂による二次災害を防止するため、その後の降雨による危険性評価と、仮設構造物による応急対策工事を検討する必要がある。危険性評価では、航空レーザー測量結果を用いて不安定土砂を把握する手法ならびに平衡土砂濃度を用いた流出土砂量の推定法を提案し、LP により残存土砂量の変化を計測し妥当性を検討した。その結果、LP データより不安定土砂を把握できることを確認し、安定土砂の急勾配の溪流では、危険性のより高い溪流を抽出できる可能性が示された。また、土のう構造体の破壊形態を水路実験で検討した結果、構造体全体もしくは下流端から滑動する形態が観察された。また、土石流に対して土のう構造体の安定性を確保するためには、導流角を緩和させることが効果的であることが示された。

キーワード：不安定土砂、応急対策、危険性評価、大型土のう、水路実験

1. はじめに

土石流が発生した溪流においては、その後の降雨に伴う二次災害を防止するため、災害発生箇所の緊急点検や応急対策工事が実施される。

緊急点検においては、土石流が発生する可能性とともに、発生した場合の被害範囲や規模を踏まえ、危険度が調査されている。緊急点検は、現地調査結果にもとづいて実施されるため、点検に時間を要する。また、土石流が発生する可能性を定量的に評価する手法がなく、点検結果から応急対策を実施する優先順位を設定することが困難である。

応急対策工事について、例えば大型土のうを用いて構造物を構築し、導流効果を期待した応急対策が活用される事例が多い。しかしながら、土のう構造体としての安定性は照査されておらず、その照査手法も確立していない。

以上の背景をふまえた上で、本研究課題では、土石流発生後の溪流における危険性評価に資する調査手法ならびに、大型土のうを用いた応急対策工事の検討手法を提案することを目的とする。

2. 土石流発生後の溪流における危険性評価に資する調査手法

2.1 目的

土石流が発生した溪流には溪床に堆積した土砂が残存している場合がある。このような土砂は不安定土砂とよばれ、降雨により下流に流出するおそれがある¹⁾。そのため、緊急点検において、不安定土砂は点検項目のひとつとなっているが、2018年の広島災害など、土石流災害は複数の溪流で同時に発生することがあり、不安定土砂を迅速に調査する手法が求められている。また、不安定土砂の危険性を把握するためには、不安定土砂から流出する土砂量を評価する必要があるものの、調査した事例は少なく、不安定土砂からの土砂流出の実態は明らかにされていない。

本研究では、航空レーザー測量結果を活用して、土石流発生後の溪流の不安定土砂量を把握する手法を検討するとともに、不安定土砂からの流出土砂量の推定手法を検討した。

2.2 研究方法

2.2.1 不安定土砂の調査方法

研究対象地域は栃木県日光市芹沢地区(図-1)である。当該地域は2015年9月の豪雨より、土石流災害が発生している²⁾。表-1に本研究で使用した航空レーザー測量の計測時期を示す。当該地域で計測された航



図-1 芹沢地区の位置²⁾

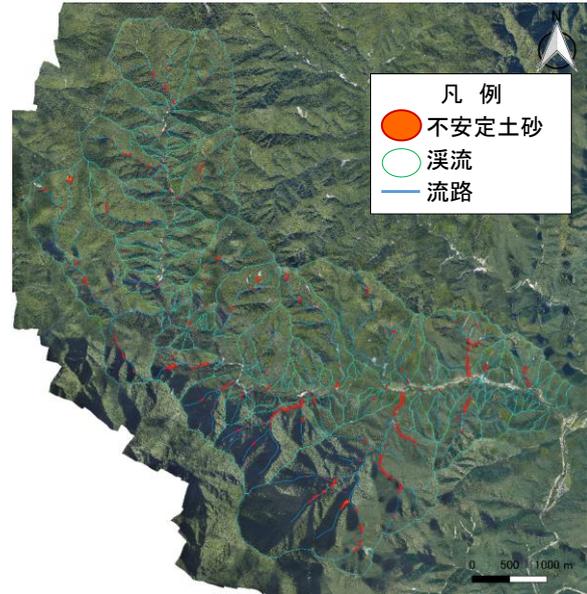


図-2 不安定土砂の判読結果

表-1 航空レーザー測量結果

名称	計測時期
災害前 LP	2012年4月～5月
災害直後 LP	2015年9月～10月
災害後 LP	2017年9月～12月

空レーザー測量結果から 2015 年に計測された標高から 2012 年に計測された標高の差分値（以下、「災害後 A」という）、および 2017 年に計測された標高から 2015 年に計測された標高の差分値（以下、「災害後 B」という）を算出した。

図-2 に不安定土砂の判読結果を示す。不安定土砂の位置については、災害後 A から差分値がプラスを示す箇所（堆積傾向を示す箇所）を抽出し、そのうち砂防堰堤等の堆砂地や土石流などの氾濫箇所を除外し、209 箇所を判読した。また、災害後 A に基づき、不安定土砂が堆積している溪流の流域界、流路および溪流の土砂移動範囲を判読した。

2015 年豪雨によって芹沢流域で発生した不安定土砂量、および 2015 年豪雨から 2 年程度経過した後の不安定土砂の堆積・流出土砂量を算出するため、前者は不安定土砂の範囲内における災害後 A の差分値、後者は災害後 B の差分値を集計した。

2.2.2 不安定土砂の判定方法

不安定土砂の土砂移動の可能性については、高橋が

提案した非粘着性粒子の輸送形態の領域区分図³⁾を用いた。領域区分図は砂礫の流水における移動限界条件式（式（1））⁴⁾と、斜面の堆積層に作用するせん断力とせん断抵抗力の関係式（式（2）～式（5））に基づく。

$$\frac{\rho u_{*c}^2}{(\sigma - \rho)gd} = 0.034 \cos \theta \left\{ \tan \phi - \frac{\sigma}{(\sigma - \rho) \tan \theta} \right\} 10^{0.32(d/h)} \quad (1)$$

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h/d)} \tan \phi \quad (2)$$

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + k^{-1})} \tan \phi \quad (3)$$

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \quad (4)$$

$$\theta = \phi \quad (5)$$

ここに、 ρ ：水の質量密度、 u_{*c} ：限界摩擦速度、 σ ：堆積層の質量密度、 g ：堆積層の質量密度、 d ：粒径、 ϕ ：内部摩擦角、 h ：水深、 C_* ：堆積層の容積濃度、 k ：集合流動を始める層厚に対する水深の比（=0.7）³⁾、堆積層の容積濃度である。また、図-3 において、(A) は移動砂礫がない領域、(B) は掃流砂の領域、(C) は掃流砂の領域は掃流状集合流動の領域、(D) は土石流の領域、(E) は浸透流によって崩壊が発生する領域、(F) は堆積層自体が存在できない領域を示す。

不安定土砂の位置における相対水深と河床勾配、堆積土砂の密度を求めて、その結果を図-3 の領域区分図にプロットして、不安定土砂の輸送形態を検討した。河床勾配は災害前 LP の航空レーザー測量結果を用い

て算出した。礫の密度、粒径は現地で採取した不安定土砂について土質試験結果を用いた。水深については、式(6)～式(8)より算出した。

$$h = \left(\frac{nQ}{B(\sin\theta)^{0.5}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (6)$$

$$Q = \frac{1}{3.6} P_e \cdot A \quad (7)$$

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \left(\frac{24 \cdot K_{fl}^2}{K_{pl} A^{0.22}} \right)^{0.606} \quad (8)$$

ここで、 n ：粗度係数(=0.1)⁵⁾、 Q ：流量、 B ：流れの幅、 A ：集水面積、 P_e ：有効雨量強度、 P_{24} ：24時間雨量、 K_{fl} ：ピーク流出係数(=0.85)⁶⁾、 K_{pl} ：係数(=120)⁵⁾である。水の流れは不安定土砂の全幅にわたって生じたと仮定した。流れの幅は、不安定土砂の位置において、溪流の横断方向に測線を設定し、土砂移動ポリゴンと交差した2地点間の距離を計測して求めた。 P_{24} は2015年豪雨からその後2017年12月までに観測した日量の最大値(130mm：2016年8月22日)を用いた。

2.2.3 不安定土砂からの流出土砂量推定方法

不安定土砂からの土砂の流出は、降雨によって不安定土砂およびその上流域の河床が飽和し、表面流が発生することで侵食されることが考えられる。よって、不安定土砂から流出する土砂量を推定するためには、土砂における降雨の浸透と蒸発散を評価する必要がある。

不安定土砂からの流出土砂量は、対象地点における土砂濃度の関係式と表面流から算定した。土砂濃度は次式で表される。

$$c = \frac{\tan\theta}{(\sigma/\rho - 1)(\tan\phi - \tan\theta)} \quad (9)$$

表面流の推定方法は次のようである。山地小流域では表面流は土層の水分量に依存するため、土層の水分量 s を次式で表す。

$$\frac{\partial s}{\partial t} = r - e - q \quad (10)$$

ここに、 t は時間、 r は降雨強度、 e は蒸発散強度、 q は土層下部および斜面下部への流出量である。蒸発散量については、近藤⁷⁾による宇都宮における森林蒸発散量の季節変化を三角関数で近似し、次式で表す。

$$e = \cos\left(\frac{t}{8760} 2\pi\right) a + b \quad (11)$$

ここに a, b はパラメータであり、 $r > 0$ のとき $e = 0$ である。有効降雨 r_e は、土層の水分量が土層の間隙の総

量を超過した分として、次式で表される。

$$r_e = s - \lambda D \quad (12)$$

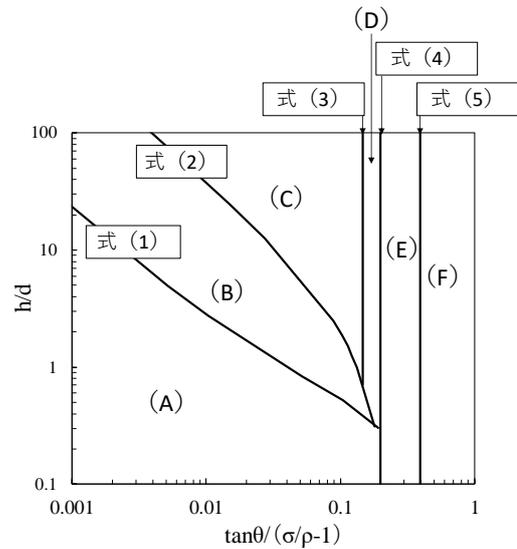


図-3 土砂輸送形態の領域区分図³⁾

黒線は式(1)～(5)で算出された結果を示す。

表-2 計算に用いた値

物性値	単位	数値
σ	-	2.65
ρ	-	1
ϕ	°	38.7
a	-	-0.063
b	-	0.093
q	mm/h	0.07
D	m	1
λ	-	0.4
C^*	-	0.6

ここに λ は土層の間隙率、 D は土層厚である。合理式に基づいて、土砂量 q_s は、次式で表される。

$$q_s = \frac{1}{3.6} A r_e c \quad (13)$$

ただし $c > c_*$ のとき $c = c_*$ とする。これより、ある期間における流出土砂量 V は次式で表される。

$$V = \frac{1}{c_*} \int_{t_1}^{t_2} q_s dt \quad (14)$$

ここに、 t_1, t_2 はそれぞれ対象期間の開始と終了時である。

災害直後2015年10月1日から2017年の災害後レーザー測量実施の2017年9月30日までを対象として、中三依の時間雨量データを用いて流出土砂量の推定を行った。表-2に計算に用いた値を示す。 a および b は2015年から2017年までの2年間の降雨の影響を考慮して、宇都宮の森林における年間蒸発散量750

mm⁷となるように定めた。 σ , ρ , λ , ϕ , c_s は一般値であるが、 q , D については不安定土砂からの流出土砂量を再現する過程で試行錯誤で定めた。

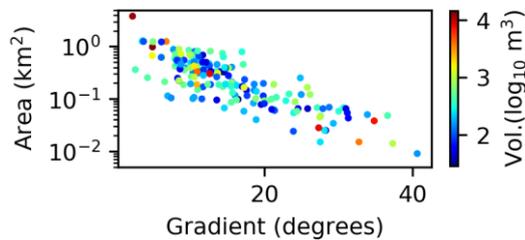


図-4 不安定土砂の空間分布とその土砂量

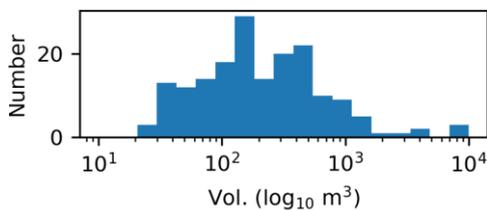


図-5 不安定土砂の土砂量の頻度分布

2.3 結果と考察

2.3.1 不安定土砂の移動形態

図-4は、2015年豪雨によって芹沢流域で発生した不安定土砂を勾配-集水面積平面に示したものである。不安定土砂の体積（空隙込み土砂量）は常用対数で色別表示している。不安定土砂は、勾配0-40°から集水面積の0.05-1 km²の広い範囲に生産されている。

図-5は、不安定土砂の土砂量の頻度分布である。これによると、約90%の不安定土砂の土砂量は1000 m³以下である。

不安定土砂発生箇所における水深を検討するために、水文水質データベースの中三依の雨量データを用いて、降雨規模の統計解析を次のように行った。1956年から2017年までの時間雨量データにおいて24時間以上の無降雨期間で区切られた降雨を1降雨イベントとし、イベントにおける最大時間雨量を抽出して、一般化パレート分布に当てはめ、確率規模を求めた。2015年豪雨における最大時間雨量57 mmの確率規模は100年程度である。応急対応の目安として、ここでは1年確率規模の時間雨量を用いるとすると、25 mmである。

図-6より、「土砂移動なし」に分類された不安定土砂はゼロであり、不安定土砂のほとんどが、崩壊や土

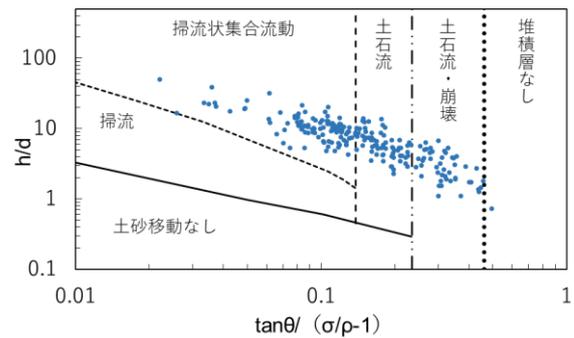


図-6 不安定土砂の土砂輸送形態の判定結果

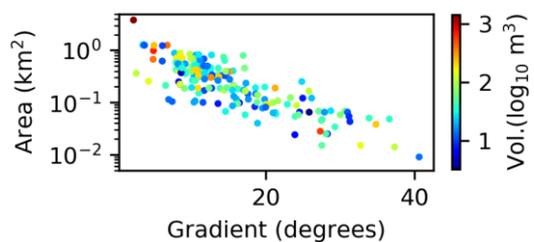


図-7 不安定土砂からの流出土砂量(災害後 B)

石流あるいは掃流状集合流動の領域に示された。

図-7に不安定土砂からの流出土砂量を勾配-集水面積平面に示したものである。流出土砂量は、災害後 Bより算出した。標高の差分がマイナスを示した（流出土砂が生じていた）不安定土砂は全体の94%を占めていた。また、勾配が30-40°の不安定土砂には100-200 m³の土砂が流出しているものもある。

図-8は、図-5に災害後 Bより算出した不安定土砂の土砂量を重ねたものである。これによると、土砂量が200-1000 m³の頻度が減少しているものの、全体の土砂量は大きく変化していない。図-9に不安定土砂が存在し、かつ溪流からの土砂流出が確認された33溪流において、溪流からの流出土砂量に対する溪流内の不安定土砂からの流出土砂量の関係を示す。図-9より、溪流からの流出土砂量に対して溪流内の不安定土砂からの流出土砂量が少ない溪流は29溪流であった。これより、災害発生後において不安定土砂からの流出土砂量は小さかったと考えられる。

2.3.2 不安定土砂からの流出土砂量の推定

図-10に土石流による流出土砂量の計算結果を示す。計算値に対する計測値の比は最大で200倍程度であったことから、図-10はその比が5倍以上の値を示して

いない。勾配 30-40° 程度の範囲においては、集水面積が小さい箇所などのいくつかの条件下において流出土砂量を 0.5 倍～2 倍程度の範囲で推定された。

2.3.3 不安定土砂の移動実態

不安定土砂の土砂輸送形態を判定した結果、ほとんどの不安定土砂が崩壊や土石流、掃流状集合流動の領域に示された。また、災害後 B のデータから、不安定土砂からの流出を確認することができた。これより、不安定土砂からの土砂流出の有無について、高橋の方法で判定できる可能性が示唆される。一方、本研究で検討した流出土砂量の推定手法で用いた土砂濃度は、不安定土砂の生産地点の勾配を用いた土石流の平衡濃度式から算出しているため、勾配の変化に伴う平衡濃度の変化や堆積過程を考慮しなかったため、計算結果が過大になった可能性が考えられる。

今後、このような土石流発生後の溪流における不安定土砂を調査するとともに、経年的な流出土砂の実態を把握し、流出土砂量の推定手法の適用性について検討していく必要がある。

3. 土石流発生後の溪流における応急対策工事の検討手法

3.1 目的

2014 年 8 月の広島土石流災害や 2015 年 9 月の日光芹沢土石流災害をはじめ、大型土のうを導流堤等に活用した応急対策の事例⁸⁾が見られる。擁壁や盛土工法等に活用する土のう構造体の安定性照査手法は、力学的な強度特性について室内試験で検討され⁹⁾、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル改訂版（平成 29 年 10 月）¹⁰⁾に例示されている。一方で、土石流発生後の応急対策として、土石流導流工に代表される土石流の流向を制御する機能を期待する土のう構造体の安定性を検討した研究例は少なく、破壊の形態や原因が未解明である。水路模型実験を行い、導流堤として設置した土のう構造体に土石流流体力を作用させ、それに伴う破壊の形態と原因を推定し、安定計算により結果を検証した。

3.2 目的

図-11に実験水路と計測機器の配置を示す。水路内には、貯水槽の直下に下水水路を接続し、底面に粗度（0.09：山地流路相当の粗度係数）を設け、土砂（16.0 l）を敷き、給水して土石流を発生させた。

流量は、2018年8月に土石流が発生した広島市安佐南区の溪流（ $A=0.05 \text{ km}^2$ ）を参考にした。1900～

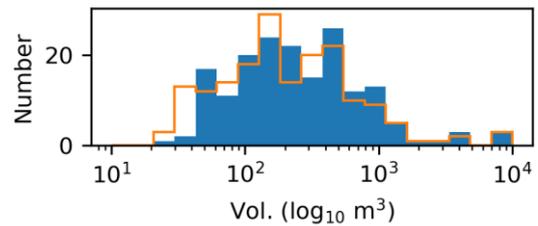


図-8 不安定土砂からの流出土砂量（青は災害後 A、オレンジの線は災害後 B）

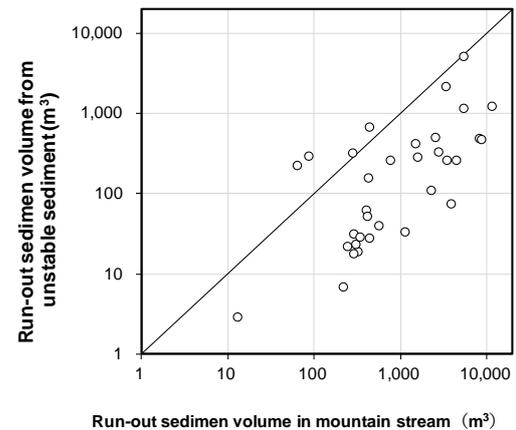


図-9 流域からの流出土砂量と不安定土砂からの流出土砂量の関係

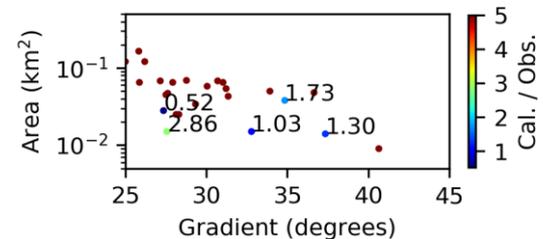


図-10 流出土砂量の比較
計算値 (Cal.) / 計測値 (Obs.)

2014年までの広島雨量観測所のアメダスデータから、5年超過確率雨量（134.6 mm/day）を求めた。応急対策として設置することを想定し、今回は5年超過確率雨量による土石流を対象とした。総流量は確率雨量から有効降雨強度を求め、合理式によりピーク流量を計算し、流域面積による洪水到達時間を乗じて求めた。総流量にフルード相似則（ $L^3=1:8,000$ ）を適用し、実験での給水量（65.5 l）とした。

土のう模型はほぼ円柱状で1:20縮尺（高さ5.0 cm、直径5.0 cm）とし、素材は実物を模して、袋体にポリ

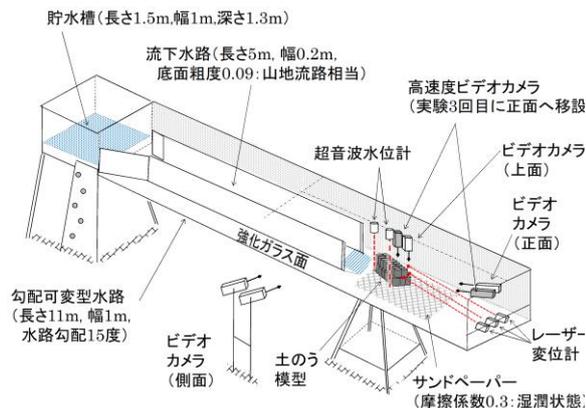


図-11 実験水路と計測機器の配置

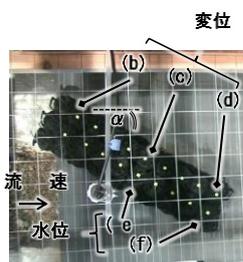


図-12 水位や変位の計測位置 (上から撮影)

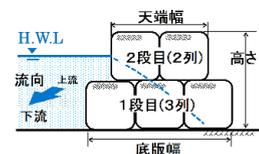


図-13 積層 3-2 の例

表-3 実験ケース

No.	実験条件	積層	導流角 α
1	基本	3-2	30°
2	底板幅の増加	4-3	30°
3		5-4	30°
4	導流角の緩和	3-2	20°
5		3-2	10°

エステルの織物を採用した。中詰材の土砂は、水路に敷いた土砂と同じ材料を用い、乾燥重量160 g/個 (礫質土相当) となるように充填した。粒径は、 $D_{50}=5.1$ mm、 $D_{95}=19.0$ mmである。土のう模型を設置する範囲には、水路底面にサンドペーパーを貼り付けた (摩擦係数0.3: 横型引張試験機で計測)。

実験での計測項目は、流速・変位・水位である。図-12に計測位置を示す。ここで α は導流角で、流下水路の側壁と土のう構造体がなす角度である。流速(a)は、ビデオカメラの画像から目視で計測した。変位はレーザー変位計を使用し、土のう構造体の上流端(b)・流心位置(c)・下流端(d)での堤内側の模型上段で計測した。水位は超音波水位計を使用し、土のう構造体の流心位置(e)と下流端(f)で計測した。なお、ケース1とケース4及び5での下流端の水位は、ビデオカメラの画像から目視で計測した。ビデオカメラは上面・側面・正面に

設置し、土のう構造体の様子を観察した。

図-13に基本ケースでの積層例を示す。例えば、積層3-2は1段目を3列、2段目を2列とした積み方である。表-3に実験ケースを示す。基本ケースに対し、底板幅の増加、水路側壁と接する基点での導流角 α にの緩和 ($\alpha=10^\circ$ 及び 20° の2ケース) の4ケースを各3回の計12回で実験した。

3.3 結果と考察

3.3.1 実験による破壊の形態

図-14はビデオカメラにより模型を上から撮影した実験結果の画像を示す。図-14 (A) はケース1の破壊の例、図-14 (B) はケース4の破壊の例を示す。図-14 (A) より、土石流の衝突後、土のう構造体は下流端から上流側まで構造体全体に変位が生じ、積層体の構造が崩れることにより破壊に至る形態が観察された。図-14 (A) より、土石流衝突直後は土のう構造体は安定していたものの、その後下流端の土のうが滑動し、土のう構造体の下流側から上流側に向かって破壊が進行する形態が観察された。

3.3.2 実験結果と計算結果との検証

実験で見られた破壊の形態について、断面及び下流端を対象に安定計算し、実験結果と計算結果を検証する。図-15に設計荷重を示し、表-4に計算諸元を示す。設計荷重は、式(15)~(19)で自重 W を、式(20)で土石流流体力 F を計算する。なお、下流端の安定計算において、自重に上載した土のう模型の1/2の重量を加算する。

$$W = W_1 + W_2 \quad (15)$$

$$W_1 = W_c \cdot V_n \cdot \cos\theta \quad (16)$$

$$W_2 = W_c' \cdot V_n \cdot \cos\theta \quad (17)$$

$$\sum W_c' = W_1' + W_2 \quad (18)$$

$$W_1' = W_c \cdot V_n \cdot \frac{1}{2} \cos\theta \quad (19)$$

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \cdot \sin\theta \quad (20)$$

図-16(a)~(c)に土石流衝突後の滑動の安全率 F_s の時間変化を示す。図-16に付記した小文字のアルファベットは表-3の実験条件を示し、(a)は基本条件(ケース1)、(b)は底板幅を変えた条件(ケース2、ケース3)、(c)は導流角を変えた条件(ケース4、ケース5)を示す。断

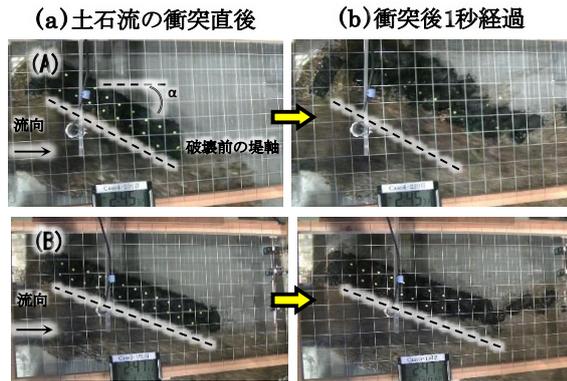


図-14 実験結果 ((A) ケース 1、(B) ケース 4)

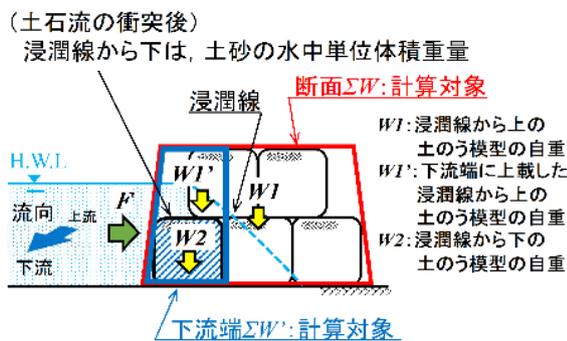


図-15 設計荷重

表-4 計算諸元

諸元	単位	記号	値	摘要
土のう模型の直径・高さ	m	L	0.05	
土のう模型の体積	m^3/m	V_n	0.003	
土のう模型の上下流法勾配	—	n	1:0.5	
土石流の水位	m	D_d	計測値	
流速	m/s	U^2	計測値	
土のう模型の単位体積重量	kN/m^3	W_c	17.0	水路勾配があり、自重に $\cos\theta$ を乗じる
泥水の単位体積重量	kN/m^3	W_o	9.8	実測
土砂の水中単位体積重量	kN/m^3	W_c'	7.2	実測
土石流の単位体積重量	kN/m^3	γ_d	15.0	実測。導流角に同じ、流体力 $\times \sin\alpha$ を乗じる
土石流流体力係数	—	K_h	1.0	
摩擦係数	—	μ	0.3	模型底面を水で浸潤させて実測
重力加速度	m/s^2	g	9.8	

面の F_s は、流心位置で計算している。横軸の三角マークは、構造体全体もしくは下流端の破壊(滑動)を確認した時間を示す。

図-16 より、すべてのケースにおいて、土石流が衝突後、断面もしくは下流端の滑動の安全率は低下した。また、転倒の照査を行った結果、すべてのケースにおいて、合力の作用線は底板幅のミドルサード内に位置していた。

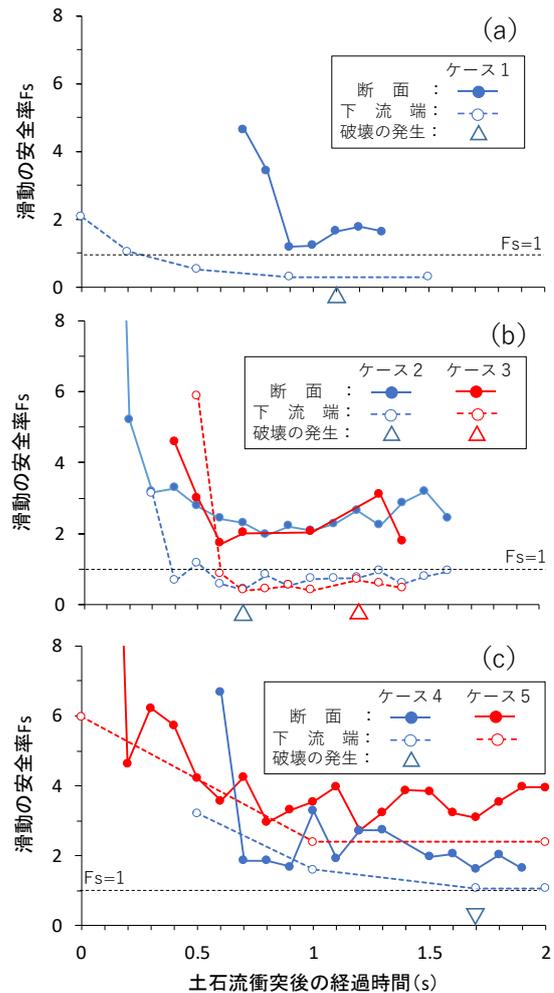


図-16 土石流衝突後の滑動安全率の時間変化

図-16 (a)について、土石流が衝突して 1.1 秒後に構造体全体および下流端の滑動が生じた。土石流が衝突してから滑動に至るまでの F_s の最小値(以下、 F_{s_min} と表記)を見ると、断面の F_{s_min} は1.19であり、下流端の F_{s_min} は0.30であった。図-16 (b)について、ケース2は土石流が衝突して0.7秒後、ケース3は土石流が衝突して1.2秒後に下流端の滑動が生じた。ケース2、ケース3における断面の F_{s_min} は2.30、1.71であり、下流端の F_{s_min} は0.42、0.39であった。ケース2、ケース3の断面、下流端の F_{s_min} はケース1の断面、下流端の F_{s_min} を上回っているものの、ケース2、ケース3下流端の F_{s_min} は1.0を上回らなかった。底板幅を増加させることにより、構造体全体の自重が増えることにより滑動に対する抵抗力が増加する。一方、下流端の自重は増加しないため、滑動に対する抵抗力は増加しなかったことから、破壊箇所は断面全体から下流端に変化したと考えられる。

図-16 (c)について、ケース 4 は土石流が衝突して 1.7 秒後に下流端の滑動が生じ、そのときの断面の F_{s_min} は 1.62 であり、下流端の F_{s_min} は 1.07 であった。ケース 5 は構造体および下流端の滑動は生じなかった。そのときの断面の F_{s_min} は 2.73 であり、下流端の安全率は 2.39 であった。この結果から、導流角を緩和することにより、構造体全体および下流端に作用する流体力が減少したことで、安全率が高くなったと考えられる。

以上より、土石流の流向の制御を期待した土のう構造体は、土のう構造体全体の滑動と、構造体の下流端の滑動によって破壊されることが確認された。また、土石流に対して、構造体全体が安定していても、下流端の破壊により、構造体全体の破壊に至ることが分かった。下流端の破壊に対する安定性を向上させるためには、導流角を緩和させて、滑動の駆動力となる土石流流体力を減じることが効果的であることが確認された。

4. おわりに

本研究の成果を以下に示す。

土石流発生後の溪流における危険性評価に資する調査手法について検討した結果、栃木県日光市で発生した土石流災害において、航空レーザー測量結果と高橋が提案した土砂輸送形態の領域区分図から不安定土砂を判定することができた。また、勾配30-40° 程度の範囲においては、いくつかの不安定土砂からの流出土砂量は2倍以内程度で推定された。

土石流発生後の溪流における応急対策工事について検討した結果、土石流の流向の制御を期待した土のう構造体は、構造体全体の滑動と下流端の滑動の破壊形態が確認された。これより、土のう構造体の安定性の照査を行う場合、構造体全体の照査だけでなく、下流端の照査も実施する必要があると考えられる。また、土石流に対する安定性を向上させるためには、導流角を緩和させることが効果的であることが確認された。

謝辞

近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所や中国地方整備局太田川河川事務所ならびに、関東地方整備局日光砂防事務所からは、土石流災害後の大型土のうの設置事例の情報や関連資料をご提供頂いた。また、日光砂防事務所からは、2015年の災害前後の航空レーザー測量結果も提供いただいた。ここに記して、感謝の意を申し上げます。

参考文献

- 1) 水山高久：不安定土砂、砂防学会誌、Vol.67、No.5、p.78.、2015
- 2) 国土交通省関東地方整備局日光砂防事務所：2015 年日光市芹沢地区土石流災害、57p.、2017
- 3) 高橋保：土石流の機構と対策、近未来社、pp.115-120.、2004
- 4) 芦田和男、高橋保、水山高久：急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究、砂防学会誌、Vol.29、No.4、pp.6-14.、1977
- 5) 建設省砂防部砂防課：土石流対策技術指針（案）、建設省砂防部砂防課、pp.6-11.、2000
- 6) 水理公式集 [2018 年版]：土木学会水工学委員会 水理公式集編集委員会、p.67.、2018
- 7) 近藤純正：水環境の気象学、朝倉書店、p.336、1994
- 8) 竹歳健治：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による日光市芹沢地区の土石流災害への対応、砂防学会誌、Vol.69、No.3、pp.67-74.、2016
- 9) 松岡元・劉斯宏・長谷部智久・島尾陸：土のう積層体の変形・強度特性と設計法、土木学会論文集、(767)III-67、pp.169-181.、2004
- 10) 一般財団法人土木研究センター：耐候性大型土のう積層工法 設計・施工マニュアル（改訂版）、一般財団法人土木研究センター、120p.、2017

STUDY ON THE ADVANCEMENT OF THE INITIAL CORRESPONDENCE AFTER THE DEBRIS FLOW

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2015-2018

Research Team : Sediment Control Research Group
(Volcano and Debris flow Team)

Author : ISHII Yasuo, TAKEZAWA Nagazumi, YAMAZAKI
Yusuke, AKITA Hiromi, MIZUNO Hideaki,
FUJIMURA Naoki, IZUMIYAMA Hiroaki,
AKAZAWA Fumiaki

Abstract :

To prevent the secondary disaster in the mountain stream after occurrence of debris flow, it is necessary to take the risk evaluation of debris flow, and the emergency measure with construction of temporary structures. This report summarizes the results of the study with respect to (1) estimation the run out sediment volume from unstable sediment using LiDAR data, (2) proposal the method of stability verification for large sandbag structure against debris flow.

Key words : unstable sediment, emergency measure, risk evaluation, large sandbag, flume experiment