

高磯山天然ダム決壊時に発生した洪水の再現

Reproduction of the flood that occurred by outburst of Takaiso-yama landslide dam

里 深 好 文*¹
Yoshifumi SATOFUKA
森 俊 勇*³
Toshio MORI

吉 野 弘 祐*²
Kousuke YOSHINO
水 山 高 久*¹
Takahisa MIZUYAMA

小 川 紀 一 朗*²
Kiichiro OGAWA
高 濱 淳 一 郎*⁴
Junichiro TAKAHAMA

Abstract

It is necessary to estimate immediately a flood hydrograph, peak discharge in particular for appropriate preparedness downstream when landslide dams are formed. Some studies have been carried out, however they were seldom applied to real landslide dam outbreaks because there aren't field data to be compared. The flood mark data of Takaiso-yama Landslide dam outbreak happened in 1892 was found and analyzed recently. A flood hydrograph estimation method based on erosion and sediment transport equations developed for debris flow was applied to the flood. Flood depth was well explained, estimated flow velocity was larger than reported values though. The winding channel may be a reason of the disagreement.

Key words : landslide dam, outbreak, Takaiso-yama, erosion, sediment transport, debris flow, simulation

1. はじめに

2004 (平成 16) 年 10 月 23 日 17:56 に新潟県中越地方においてマグニチュード 6.8 の地震が発生し、川口町では震度 7 を記録した¹⁾。それに伴って、信濃川水系魚野川流域である芋川を中心に 50 箇所以上で天然ダム(河道閉塞)が発生した。これらのうち、東竹沢と寺野地区における天然ダムは規模が大きく、本川河道を閉塞したためその決壊が心配され、様々な緊急対策が施されたことが記憶に新しい。このような河道閉塞は約 500 年の間に 29 災害、79 天然ダムが発生し、このうち 41 箇所の天然ダムが決壊している²⁾。東南海、南海地震の発生が心配されている中、このような現象は今後も発生する危険性はきわめて高く、危機管理を考える上で天然ダム決壊による災害予測は喫緊の課題である。

天然ダムの決壊過程を整理すると、①越流侵食による決壊、②すべり崩壊による決壊、③進行性破壊による決壊の 3 種類に分類できる³⁾。これらのうち、①の越流侵食による決壊が一番多く、全体の 8 割を占めている²⁾。この越流決壊とは、越流による侵食によって堤体の崩壊が進行する現象である。

天然ダムの決壊による下流域の災害予測を行うためには、決壊により発生する土石流あるいは洪水のピーク流

量を算定しなければならない。これまで過去の天然ダム決壊のデータを整理して統計的にピーク流量を求める代表的な手法としてダムファクターを使用する Costa の方法⁴⁾がある。これに対して、高橋・匡⁵⁾の開発したモデルをもとに実験とシミュレーション計算を行い、Costa の方法にならって整理したのが石川らの方法⁶⁾である。さらに、石川らの計算結果の表現を変え簡易にピーク流量を算定できるようにした田畑らの方法⁶⁾がある。しかし、これらはいずれもハイドログラフまで求めることは出来ず、天然ダムの決壊シミュレーションを行う場合には不十分である。

一方、天然ダムの決壊・下流への流下を考えると、勾配の減少とともに濃度の鉛直分布が変化するため土石流から掃流状集合流動、掃流といったように土砂移動形態が大きく異なることが予想される。高橋ら⁷⁾は各流砂形態を分類し、形態毎に個別の抵抗則を与えて解析する方法を提案した。一方、江頭らは、独自の構成則⁸⁾に基づいて、平衡状態における濃度分布と流速分布から抵抗係数と、支配方程式中において濃度と流速が分布を持つことにより導入される形状係数や運動量補正係数に関する簡便な経験則を勾配と濃度の関数として作成して二層流の場に適用している。しかしながら、これらは流れの支配方程式が全層を対象とした一層流で与えられている。

*1 正会員 京都大学大学院農学研究科 Member, Graduate School of Agriculture, Kyoto University *2 正会員 アジア航測株式会社 Member, Asia Air Survey Co., Ltd. (ksk.yoshino@ajiko.co.jp) *3 正会員 砂防フロンティア整備推進機構 Member, Sabo Frontier Foundation *4 正会員 岐阜大学工学部 Member, Faculty of Engineering, Gifu University

それに対して、高濱ら¹⁰⁾は、掃流状集合流動の砂礫移動層と水流層の構成則は本質的に異なるため、本来非定常状態における両層の挙動は各層の構成則を反映したものになるべきであると考え、掃流状集合流動状態について、その低濃度層（水流層）と高濃度層（砂礫移動層）との境界（interface）を想定して、体積保存則、運動量保存則に基づいた砂礫層と水流層それぞれの層の支配方程式を立て解析する二層流モデルを提案した。今回扱っている流れが天然ダムの決壊という不確定要素の大きな現象であり、それに伴って発生する流れは発生場の地形等の環境に大きく左右される。このため、筆者らは今後危機管理を進めていく上で災害予測を検討するために土石流から掃流状集合流動まで幅広い流れに適用可能な二層流モデルに基づく検討を行うものとした。

さて、実際に発生した天然ダムの決壊解析例については、これまで小規模な天然ダムの決壊による土石流ピーク流量の実際現象の再現検討は行われている¹¹⁾ものの、大規模な天然ダムに関する検討は、比べるべきデータが無かったために行われた事例はない。しかしながら、近年徳島県の高磯山における天然ダム決壊に関する研究が進み、既往の詳細な調査報告¹²⁾に加えて、科学的視点に立った研究¹³⁾が行われている。筆者らはこれらの成果を活用して、大規模な天然ダムの決壊による土石流あるいは洪水のピーク流量の再現過程を詳細に検討することを試みた。

2. 計算に使用するモデル

土石流から掃流状集合流動への遷移過程を解析するために、高濱ら¹⁰⁾は水流層と砂礫移動層とでは構成則が本質的に異なることに注目して、各層毎の支配方程式に基づいて解析する二層流モデルを提案している。図-1で示すように二層流モデルでは interface を通じて質量と体積のフラックスが介在するので、水流層が interface を通じて単位時間・単位面積あたりに獲得する体積量を s_I として次式に示す支配方程式^{10) (1) (15)}を用いる。添え字の

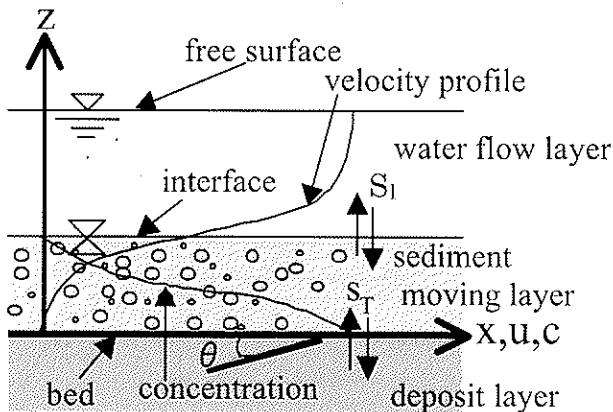


図-1 二層流モデルの模式図

Fig.1 A schematic diagram of the two layer sediment transport model

w, s, t はそれぞれ水流層、砂礫移動層、全層の量をあらわす。

2.1 連続式

(1) 水流層

$$\frac{1}{B} \frac{\partial B h_w}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial B v_w h_w}{\partial x} = s_I \dots\dots\dots(1)$$

(2) 砂礫移動層

$$\frac{1}{B} \frac{\partial B h_s}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial B v_s h_s}{\partial x} = s_T - s_I \dots\dots\dots(2)$$

(3) 砂礫部分

$$\frac{1}{B} \frac{\partial c_s B h_s}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial \gamma c_s B v_s h_s}{\partial x} = c_s s_T \dots\dots\dots(3)$$

(4) 河床高の時間的变化

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -s_T \dots\dots\dots(4)$$

(5) 河床の侵食速度

侵食速度式は、江頭らによる侵食速度式¹⁶⁾を二層流に拡張して評価する。

$$s_T = v_s \tan(\theta - \theta_c) \dots\dots\dots(5)$$

2.2 運動方程式

(1) 水流層

$$\begin{aligned} & \frac{\partial (\rho_w v_w h_w)}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial (\rho_w \beta_w v_w^2 B h_w)}{\partial x} - \rho_w s_I u_I \\ & = \rho_w g h_w \sin \theta - \frac{1}{B} \frac{\partial P_w}{\partial x} - P_I \frac{\partial h_w}{\partial x} - \tau_w \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

(2) 砂礫移動層

$$\begin{aligned} & \frac{\partial (\gamma \rho_s v_s h_s)}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial (\rho_s \beta_s v_s^2 B h_s)}{\partial x} + \rho_s s_I u_I \\ & = \rho_s g h_s \sin \theta - \frac{1}{B} \frac{\partial P_s}{\partial x} - P_I \frac{\partial h_s}{\partial x} + \tau_w - \tau_b \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

ここに、 ρ は平均密度、 θ は河床勾配、 θ_c は全層平均濃度に対応する平衡勾配、 B は幅、 h は流動層厚、 v は平均流速、 g は重力加速度、 c_s は砂礫移動層の平均濃度、 c は全層の平均濃度、 $c_s (=0.6)$ は堆積層濃度、 u_I は interface における x 方向の流速、 s_I は水流層が interface を通じて単位時間あたり単位面積あたりに獲得する体積量で、 s_I は二層状態で $c_s = c_{s,2}$ とすることから求められる。 P_w は interface から自由表面にわたって積分した水流層に作用する圧力、 P_I は河床から interface にわたって積分した砂礫層に作用する圧力、 P_I は interface における圧力、 τ_w は interface に作用するせん断応力、 τ_b は河床面せん断応力、 s_T は河床面を通じた砂礫層内への湧き出し量（侵食速度）、 z_b は河床高である。

また、 $\gamma, \gamma', \beta_s, \beta_w$ は流速と濃度、密度が分布の形状を示すことに起因する分布補正係数であるが、今回すべて1としている。なお河床面せん断応力と侵食速度式には江頭らのモデル³⁾を用いる。

(3) 河床面せん断応力

$$\tau_b = \tau_y + \rho_w f_s |v_s| \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$\tau_y = \left(\frac{c_s}{c_*}\right)^{1.5} (\sigma - \rho_w) c_s g h_s \cos \theta \tan \phi_s \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$\tan \theta_s = \frac{(\sigma - \rho_w) c}{(\sigma - \rho_w) c + \rho_w} \tan \phi_s \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$G_{yk} = \frac{\tau_{ext(z=zb)} - \tau_{sk(z=zb)}}{\rho_w g h_s} = |(\sigma/\rho_w - 1) c_s + 1| \sin \theta - (\sigma/\rho_w - 1) c_s \cos \theta \left(\frac{c_s}{c_*}\right)^{1.5} \tan \phi_s \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$\eta_0 = \sqrt{k_f} \left(\frac{1 - c_s}{c_s}\right)^{1.5} d \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$f_x = \left[\frac{1}{\kappa} \left\{ \left(1 + \frac{\eta_0}{h_w}\right) \ln \left(1 + \frac{h_w}{\eta_0}\right) - 1 \right\} \right]^{-2} \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$W = \frac{\tau_w}{\rho_w g h_s} = \frac{f_x |v_w - u_f| (v_w - u_f)}{g h_s} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$f(c_s) = k_f \frac{(1 - c_s)^{5.5}}{c_s^{2.2}} + k_g \frac{\sigma}{\rho_w} (1 - e^x) c_s^{1.3} \quad \dots\dots\dots(15)$$

・ $G_{yk} \neq 0$ の時

$$f_s = \frac{225}{16} f(c_s) G_{yk}^4 (W + G_{yk})$$

$$\left\{ W^2 - (W + G_{yk})^2 \left(W - \frac{3}{2} G_{yk} \right) \right\}^{-2} \left(\frac{h_s}{d}\right)^{-2} \quad \dots\dots\dots(16)$$

・ $G_{yk} = 0$ の時

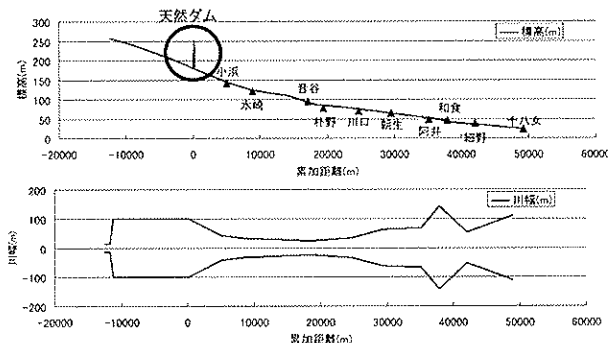


図-2 計算河道の縦断状況と川幅

Fig. 2 Longitudinal profile and width of the Naka-gawa river that the simulation is carried out

$$f_s = 4 f(c_s) \left(\frac{h_s}{d}\right)^{-2} \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 σ は砂礫密度、 ϕ_s は砂礫の内部摩擦角 (35.0°)、 $k_f=0.25, k_g=0.0828, e$ は反発係数、 d は平均粒径である。 $\tau_{ext(z=zb)}$ は河床面での外力としてのせん断応力で、 $\tau_{sk(z=zb)}$ は河床面直上面における降伏応力である。

また、今回対象となる那賀川の河床勾配は小さく、掃流砂の抵抗則を適用する必要がある。高橋・匠³⁾は流動層中の体積濃度が0.02を下回った時、掃流として流量計算をしている。本検討でも緩勾配領域が広範囲に渡っており土砂濃度が低くなることを勘案し、計算における簡便さ考慮して、以下のようなManning型の抵抗則を使用する。

$$\tau_b = \frac{\rho g n^2 v |v|}{h^{1.5}} \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 n はManningの粗度係数である。

3. 計算条件

計算条件は以下の通りである。

(1) 河道

計算区間は、図-2で示すように天然ダムより12,500 m上流~天然ダムより50,000 m下流までで、全区間矩形断面水路とした。ここで標高及び川幅は、井上¹⁾の報告から引用した。なお井上¹⁾は各地点での流速はこの公式による簡易計算を行っており、時間的な幅の拡幅は考慮していない。そのため本検討でもこの結果との整合を取るために側岸は侵食されないものとして計算を行った。

(2) 流量

井上¹⁾は、平均流入量を湛水量から湛水時間を除して以下のように求めている。本検討でも平均流入量388を定常供給する。

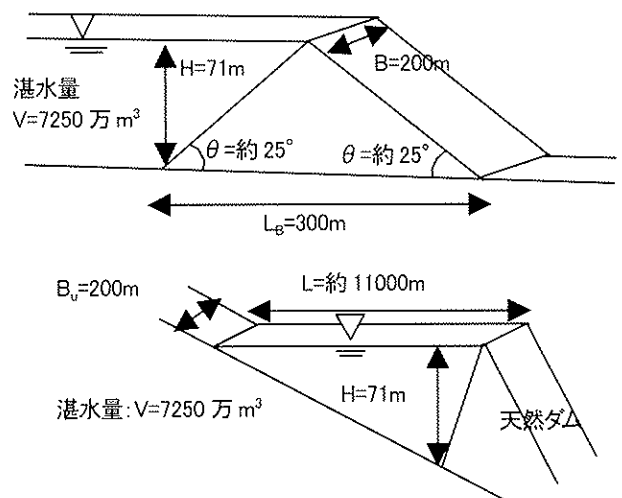


図-3 天然ダム形状の模式図

Fig. 3 Dimensions of Takaiso-yama landslide dam

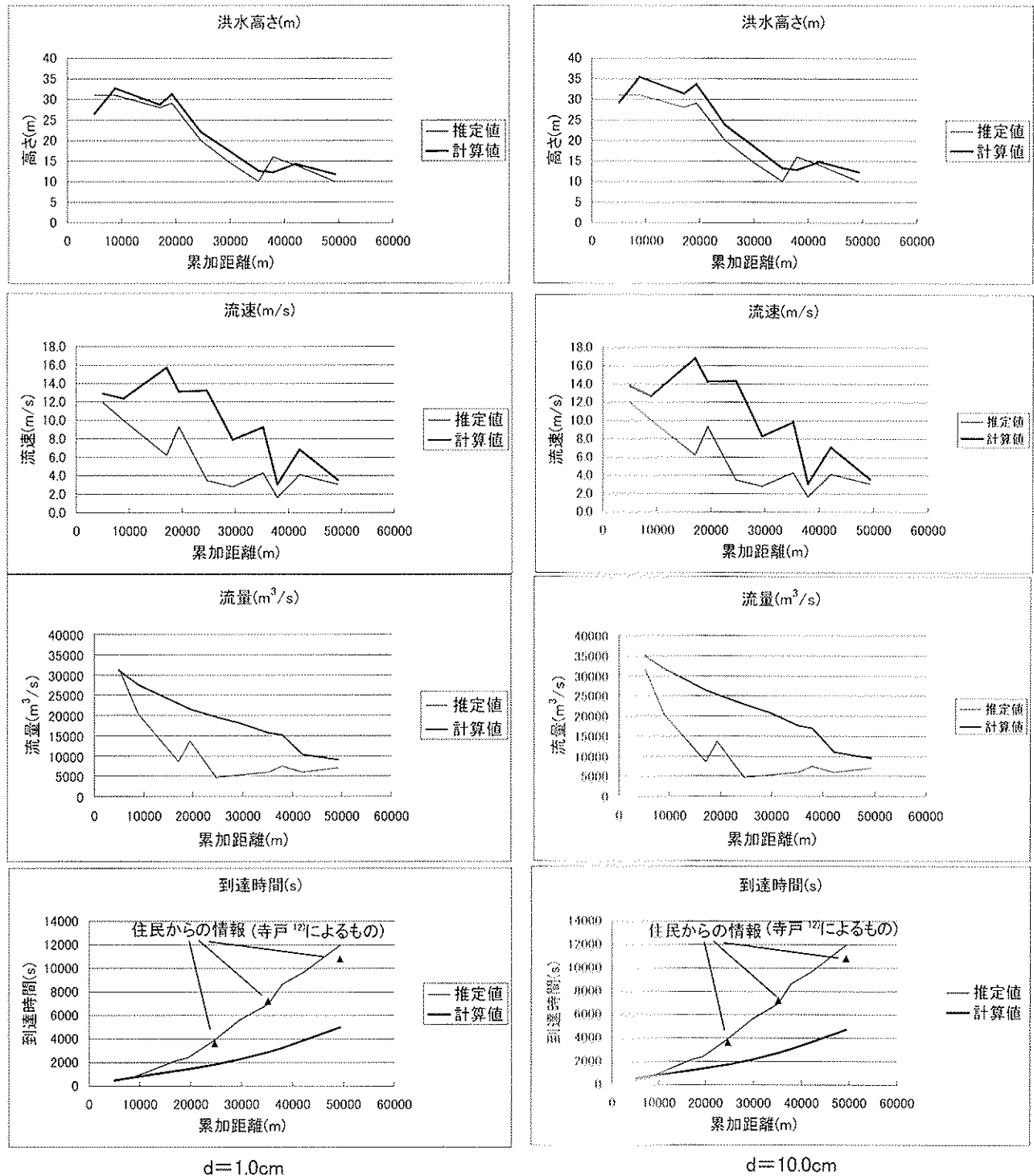
$$\text{平均流入量} = \frac{\text{湛水量: } 7250 \text{ 万 m}^3}{\text{湛水時間: } 1.87 \times 10^5 \text{ s}} = 388 \text{ m}^3/\text{s} \dots(18)$$

$$\text{川幅} = \frac{\text{湛水量: } 7250 \text{ 万 m}^3}{(\text{距離: } 11,000 \text{ m} \times \text{高さ: } 71 \text{ m})/2} \cong 200 \text{ m} \dots(19)$$

(3) その他

天然ダムは高さ $H=71 \text{ m}$ 、湛水量 $V=7,250 \text{ 万 m}^3$ とし、ダムの横断幅 B と基部長 L_b は井上ら¹²⁾の報告の判読図から読み取ったものを使用する(図-3)。なお、天然ダム湛水域の川幅は B_s 、式(19)より 200 m とした。

また、平均粒径は 1 cm と 10 cm で行い、内部摩擦角は 35° とした。さらにマンングの粗度係数は、井上ら¹²⁾と同様に比較的粒径の大きい山地荒廃河川で一般的に用いられている 0.05 とした。なお、計算における刻み時間と刻み幅は $\Delta t=0.01 \text{ s}$ 、 $\Delta x=10 \text{ m}$ とし、リーブフロ



$d=1.0\text{cm}$

$d=10.0\text{cm}$

図-4 計算結果と推定値との比較

Fig. 4 Comparisons of calculated results and data reported from the field survey

ッグスキームで行った。

4. 計算結果

4.1 推定値との比較

井上ら¹⁰⁾による推定値との比較の結果を図-4に示す。ここで井上らは洪水高さについては現地調査結果に基づいているが、流速等についてはManning式で推定している。そのため推定値の中では、洪水高さが検証する上で最も適していると考えられる。図-4は上から洪水高さ、流速(洪水高さが最大の時)、流量(ピーク値)、到達時間を表している。

$d=1\text{ cm}$ の時、天然ダム下流の比較的距離の近い地点(10,000~20,000)では、ピーク時の洪水高さの計算値が推定値よりも若干大きいものの、その他の地点では概ね推定値を表現することができた。各地点の流速は、全体的に計算値の方が大きく、流量で比較すると最大約15,000/s程計算値の方が大きくなった。一方 $d=10\text{ cm}$ の時は $d=1\text{ cm}$ の時に比べて、若干洪水高さが大きくなるが、それほど大きな違いはみられなかった。

計算値では、各地点の流速が推定値に比べて大きいため、洪水到達時間を比較した時に、推定値と計算値では計算値の方が早くなる。また、図-4到達時間のグラフには寺戸¹⁰⁾の開き込み結果も示しているが、推定値と比較をすると、計算値の方が各地点への到達時間が早くなる。実際の河川では、本川の蛇行が激しく支川の数も多いため複雑な地形を呈しているのに対して、計算では直線水路として計算しているためと考えられる。

4.2 ピーク流量

次に各地点での流量の時間変化を図-5に示す。横軸が累加時間、縦軸が流量を示している。ここでは上流(小浜)・中流(朝生)・下流(細野)の代表的な3地点を選択して示した。これらによれば流量のピークは洪水到達直後に表れている。天然ダム決壊により、決壊直後の多量の水と土砂が下流へ伝播することが表現できている。また下流の地点ほどピークが明確ではなく、一定時間大きい流量が現れた後、流量は徐々に低下していく。

4.3 天然ダム地点の河床変動

次に天然ダム地点での河床変動の時間変化を図-6に示す。横軸が累加距離、縦軸が標高を示している。また図-7は天然ダム地点の水位の時間変化を表したものである。天然ダムの侵食形態は、侵食が進むにつれて河床勾配が緩くなっていく。またダムの侵食量は早い時間に大きく、2時間後、3時間後、4時間後では河床勾配が全層平均濃度に対する平衡勾配に近づくためほとんど形状に変化はみられない。

5. 考察と今後の課題

本検討では、二層流モデルで1892(明治25)年高磯山の大規模崩壊による天然ダムの決壊シミュレーションを行い、洪水高さ、ピーク流量等、既往データとの比較を

行った。

計算の結果、洪水高さ、流量等の推定値を概ね再現できた。特に、洪水高さは、推定値ではなく寺戸ら¹⁰⁾の調査結果に基づいたものであり、計算結果はこの値に非常に近いので、本モデルの妥当性はきわめて高いと言える。また本検討では平均粒径による計算結果の違いは僅かであったため、平均粒径の差による影響は小さいと考えられる。

また今回、天然ダムを三角形にして計算を行い、その結果推定値を概ね再現することができた。しかしながら

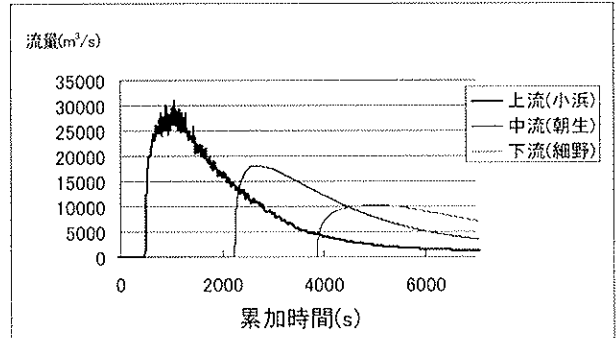


図-5 流量の時間変化
Fig.5 Changes of flood discharge at three sections

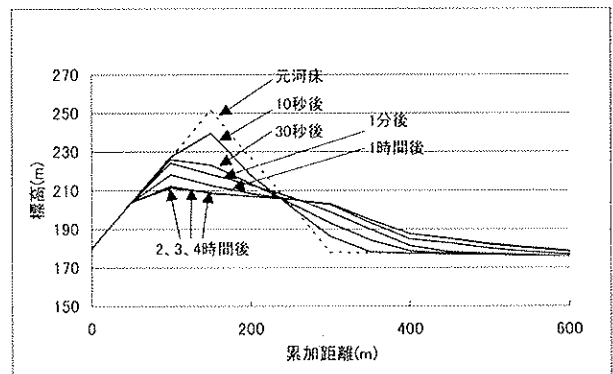


図-6 天然ダム地点の河床変動の時間変化
Fig.6 Change of the landslide dam shape by erosion

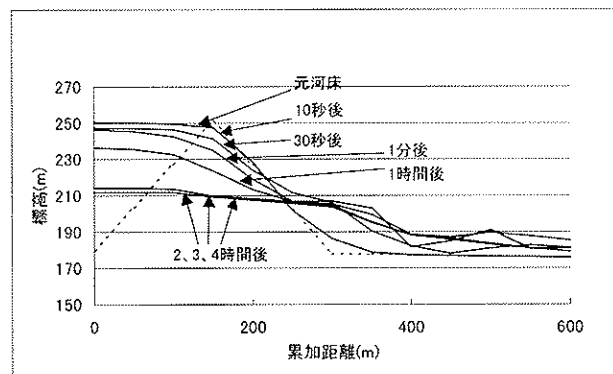


図-7 天然ダム地点の水深の時間変化
Fig.7 Change of water level at and around the landslide dam

天然ダムの形状を台形などに变化させた場合、天然ダムの天端が侵食される際の越流水深がどのように変化するかにより、ピーク流量等結果に大きな違いが出る事が予想される。そのため天然ダム決壊のシミュレーションにはダムの形状も考慮する必要がある。

実際天然ダムが決壊する際には、特に天然ダム天端付近で流速が非常に大きくなるため、大量の侵食を伴うことが想定される。本検討では井上ら¹⁶⁾の検討と整合を取るため側岸の侵食はしないものとして計算を行ったが、実際には側岸侵食を伴うため、モデルに側岸侵食速度をいれて計算する必要があると考えられる。また、本検討では簡単のため γ , γ' , β , β_0 等の分布補正係数はすべて1としている。高濱らの検討¹⁵⁾によると、これら分布補正係数を導入することにより流速等に影響が現れることが確認されているため、今後はより適切な分布補正係数を導入することにより精度を高める必要がある。

本モデルの構築により、実際に天然ダムが形成された場合には、航空レーザー計測等により地形を把握し、リアルタイム的に天然ダム決壊シミュレーションを行って下流域の危険度予測に役立てることができる。

謝辞

最後に本検討において、様々なご協力をいただいた財団法人砂防フロンティア整備推進機構の伊藤達平氏、アジア航測株式会社の中島達也氏、臼杵伸浩氏、脇山勘治氏、原田美鈴氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川邊洋・権田豊・丸井英明・渡部直喜・土屋智・北原曜・小山内信智・笹原克夫・中村良光・井上公夫・小川紀一朗・小野田智：2004年新潟県中越地震による土砂災害(速報), 砂防学会誌, Vol. 57, No. 5, p. 39-46, 2005
- 2) 田畑茂清・水山高久・井上公夫：天然ダムと災害, 古今書院, p. 1-7, 2002
- 3) 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, 31号, B-2, p. 601-615, 1988
- 4) Costa, J. E.: Floods From Dam Failures, Flood Geomorphology, p. 436-439, 1988
- 5) 石川芳治・井良沢道也・匡尚富：天然ダムの決壊による洪水流下の予測と対策, 砂防学会誌, Vol. 45, No. 1, p. 14-21, 1992
- 6) 田畑茂清・水山高久・井上公夫・池島剛：天然ダム決壊による洪水のピーク流量の簡易予測に関する研究, 砂防学会誌, Vol. 54, No. 4, p. 73-76, 2001
- 7) 高橋保：土石流の機構と対策, 近未来社, p. 151-172, 2004
- 8) 高橋保・中川一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ, 水工学論文集, 第41巻, p. 699-704, 1993
- 9) 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭：掃流砂量に関する力学的解釈, 水工学論文集, 第41巻, p. 789-794, 1997
- 10) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘：土石流から掃流状集合流動へ遷移する流れの解析法に関する研究, 水工学論文集, 第44巻, p. 683-686, 2000
- 11) 高橋保：昭和40年奥越豪雨災害-真名川の河道閉塞-, 二次災害の予知と対策, No. 3, 全国防災協会, p. 7-23, 1989
- 12) 寺戸恒夫：徳島県高磯山崩壊と貯水池防災, 地理科学, 14号, p. 22-28, 1970
- 13) 井上公夫・森俊勇・伊藤達平・我部山佳久：1892年に四国東部で発生した高磯山と保勢の天然ダムの決壊と災害, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 4, p. 3-12, 2005
- 14) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘・蜂谷圭：土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルによる解析, 水工学論文集, 第46巻, p. 677-682, 2002
- 15) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・吉野弘祐：流速と濃度の鉛直分布を考慮した土石流の二層流解析に関する研究, 水工学論文集, 第48巻, p. 677-682, 2004
- 16) 江頭進治・芦田和男・佐々木浩：土石流の流動機構, 第32回水理講演会論文集, p. 485-490, 1988

(Received 19 December 2005; Accepted 1 February 2007)