

ISSN 1346 - 7328  
国総研資料 第522号  
平成 21年 3月

# 国土技術政策総合研究所資料

Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management  
No. 522  
March 2009

## 迫川で形成した河道閉塞（天然ダム）の危険度評価に関する考察

国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター 砂防研究室  
水野 秀明  
小山内 信智

Study On Evaluation of Risk Caused By Breach of Natural Barrier

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Research Center for Disaster Risk Management  
Erosion and Sediment Control Division  
Hideaki MIZUNO  
Nobutomo OSANAI

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

## 迫川で形成した河道閉塞（天然ダム）の危険度評価に関する考察

国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター 砂防研究室  
水野 秀明\*  
小山内 信智\*

### Study On Evaluation of Risk Caused By Breach of Natural Barrier

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Research Center for Disaster Risk Management  
Erosion and Sediment Control Division\*

#### 概 要

本資料は、平成20年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震に伴って形成した河道閉塞（天然ダム）のうち、迫川で形成したものを対象に行った危険度評価の概要を報告するものである。また、河道閉塞（天然ダム）の時系列的変化も併せて報告する。

キーワード：平成20年岩手・宮城内陸地震、河道閉塞、天然ダム、危険度評価

#### Synopsis

On June 14, 2008, the Iwate-Miyagi Nairiku earthquake occurred, causing a lot of natural barriers around Mt. Kurikoma. After the earthquake, we had been started to assess the risk to the residential area in the downstream of them when the natural barriers breach. We report the results in this report.

Key waords: 2008 Iwate-Miyagi nairiku earthquake, Natural barrier, Risk assessment

---

\*危機管理技術研究センター砂防研究室  
National Institute for Land and Infrastructure Management  
Research Center for Disaster Risk Management Erosion and Sediment Control Division

# 目次

1. はじめに	1
2. 迫川で形成した天然ダムの概要	2
2. 1 迫川流域の概要	2
2. 2 河道閉塞（天然ダム）の特徴と時系列的变化	4
2. 2. 1 湯浜	4
2. 2. 2 湯ノ倉	11
2. 2. 3 川原小屋沢	18
2. 2. 4 温湯	18
2. 2. 5 小川原	20
2. 2. 6 浅布	25
2. 2. 7 坂下	31
3. 迫川における天然ダムの危険度評価	32
3. 1 危険度評価の概要	32
3. 2 緊急危険度評価	32
3. 3 詳細危険度評価	37
4. 危険度判定結果と実際との比較	52
5. まとめと今後の課題	53
引用文献	55

## 1. はじめに

平成 20 年 6 月 14 日に発生した平成 20 年岩手・宮城内陸地震に伴って、栗原市、一関市周辺で、河道閉塞（天然ダム）が多数形成した。それらのうち、湛水池の水位上昇によって生じる上流域での洪水氾濫と、河道閉塞（天然ダム）の決壊によって生じる下流域での洪水氾濫の危険性が高いと判断されたものは 15 箇所存在した（国土交通省国土技術政策総合研究所ら、2008）。

河道閉塞（天然ダム）が形成された際に実施すべき手順は水山ら（1989）や建設省（1992）に簡潔に記載されている。その手順は大まかにまとめると次のようになる。天然ダムが形成した後、まず①警戒・避難の必要性を判断するために概略的に危険度を判定し、次いで②災害防止のための、開削等といった応急対策を検討し、さらに、③詳細に天然ダムの危険度や破壊形態、下流への影響等を検討して基本的な対策工の要・不要の判定と具体的な工法を検討し、④対策工の設計・施工・維持管理を行う。また、天然ダムの監視も行う。

これらの手順のうち重要で緊急性の高い段階は①の危険度判定である。この段階では、河道閉塞（天然ダム）が決壊し急激に侵食した場合の下流の家屋が受ける影響を評価する。決壊の過程については、天然ダムの決壊は原因不明な事例を除いて主に越流による事例が多いこと（水山ら、1989）や、粘着性の少ない砂で形成された天然ダムは縦方向に侵食され、その後横方向に侵食されるという実験結果（小田ら、2007）が報告された。また、ピーク流量の推定については、ダムファクターを指標とした方法（Costa, 1988）や単位幅貯水量と天然ダムの高さを掛け合わせた数値を指標とした方法（石川ら、1992）、十分に発達した土石流の単位幅流量の関係式と湛水池における水の質量保存則から求められる関係式のうち、天然ダム形成後容易に且つすばやく知ることができるパラメータを指標とした方法（田畑ら、2001）がある。

著者らは今回の地震で形成した河道閉塞（天然ダム）のうち宮城県栗原市内を流れる迫川流域に形成した河道閉塞（天然ダム）に着目し、緊急的に危険度を評価するとともに、その結果と河道閉塞（天然ダム）の時間変化も整理して、危険度評価の改良についても検討したので合わせて報告する。

なお、以降、河道閉塞（天然ダム）を「天然ダム」と記す。一般的に、「決壊」は「きれてくずれること」を意味するため、天然ダムを形成する土砂が侵食あるいはパイピング等によって崩れて壊れた時点で「決壊」と言える。しかし、天然ダムは、一旦土砂が流出し始めると、いずれ壊れる。そこで、本文では土砂が流出し始める時点で「決壊」と呼ぶことにする。文中の日付は平成 20 年 6 月のものである。

## 2. 迫川で形成した天然ダムの概要

### 2. 1 迫川流域の概要

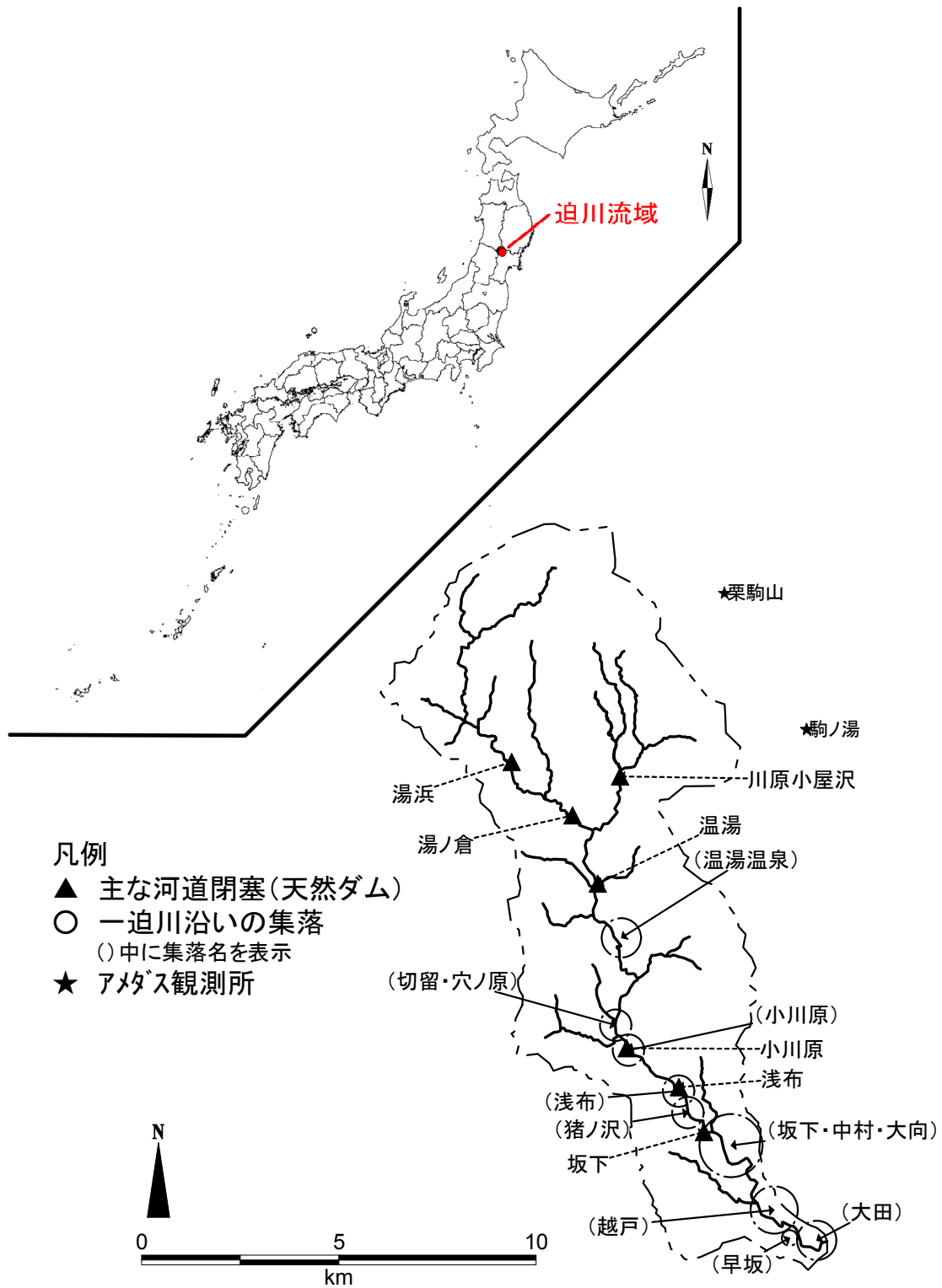
表－1は迫川で形成した天然ダムの緯度・経度とその形状を示したものである。緯度・経度は著者らがヘリコプターに搭乗した際に携帯GPSにより記録した飛行経路と写真から推定したものであるため、若干の誤差を含んでいることに注意していただきたい。また、天然ダムの形状は国土交通省東北地方整備局がレーザープロファイラーにより計測した標高から推定したもので、平成20年6月21日時点の数値である。

図－1は迫川流域のうち花山ダムの上流域で形成した天然ダムの位置を示したものである。天然ダムは図中の▲印で示した7つの地区で形成した。家屋は25,000分の1地形図から読み取ると、上流から湯ノ倉温泉、温湯温泉、切留・穴ノ原、小川原、浅布、猪ノ沢、坂下・中村・大向、越戸、早坂、大田にある。また、迫川流域の近傍のアメダス観測所で運用を継続していたものは駒ノ湯である。

表－1 天然ダムの位置と形状

名称	位置		形状		
	経度[deg.]	緯度[deg.]	高さ[m]	幅[m]	長さ[m]
湯浜	140.7458500	38.9044833	45	50	1200
湯ノ倉	140.7636167	38.8923167	20	52.5	630
川原小屋沢	140.7774833	38.9011833	30	50	600
温湯	140.7709833	38.8767667	6	40	820
小川原	140.7794333	38.8393333	10	30	580
浅布	140.7946833	38.8304667	8	40	210
坂下	140.8020333	38.8202667	2.9	12.6	80

注) 経度と緯度は WGS84 座標系である。



図一 迫川流域と天然ダム・集落の位置

## 2. 2 河道閉塞（天然ダム）の特徴と時系列的変化

### 2. 2. 1 湯浜

写真－1は平成20年6月17日に自衛隊ヘリコプターより撮影したもので、湯浜における天然ダムを上流側から下流側を向いて左岸側より撮影したものである。写真の左手より崩壊した土砂が河道を閉塞した。天然ダムの表面は主に礫で覆われており、中には1mを越えるような巨礫も見られた。このように湯浜での河道は表面上粒径の大きな砂礫で主に閉塞したと考えられる。

写真－2は天然ダムの湛水池を撮影したものである。(a)は平成20年6月15日、(b)は同月21日、(c)は同月30日、(d)は同年10月1日にそれぞれ撮影したものである。これらの写真から、湛水池の水位が徐々に上昇したことが分かる。これらの写真と後述する図－2を比較したところ、水位は同年6月17日に498m、同月21日に508m、同月30日に513mに達したことが分かった。写真－3は平成20年7月5日に地上で撮影されたものであるが、この時点で湛水池の水は天然ダムの中を流れて下流へ流出していたことが分かる。

写真－4は天然ダムの表面を撮影したもので、矢印で水たまりの位置を示した。(a)は平成20年6月15日、(b)は同月17日、(c)は同月20日、(d)は同月24日、(e)は同月26日、(f)は同月30日、(g)は同年10月1日にそれぞれ撮影したものである。水たまりが天然ダムの左岸側の表面で拡大していく様子が分かる。水たまりは地震が発生した翌日(a)及び3日後(b)では小さかったが、16日後(c)では拡大するとともに数も増えていた。このような時系列的変化と粒径の大きな砂礫が河道を閉塞していることを踏まえると、写真－3のように、湛水池の水は天然ダムの中を浸透して下流へ流れ出していたと推測できる。6月30日時点で湛水池の水は天然ダムの表面を流れていなかったが、同年10月1日の時点で天然ダムの表面を流れていた。また、侵食された痕跡も見られた。

図－2は15日にレーザープロファイラーで計測した等高線上に、写真－2から読み取った湛水池の水位と写真－4から読み取った天然ダム上の水たまりの位置をプロットしたものである。両岸には複数の崩壊が発生し河道内に堆積したため、天然ダムが形成した。天然ダムの表面の上流側には中には1mを越えるような礫で覆われており、下流側は森林土壌や流木、砂礫で覆われていた。図－2と25000分の1地形図から読み取った溪流を比較して天然ダムの形状を推定したところ、長さは地震前の溪流に沿って1200m程度、高さは45m程度、幅は50m程度であった。湛水池の水位と水たまりの位置はヘリコプターから撮影した斜め写真より推定した。湛水池の水位は17日時点で498m程度であったが、30日時点で513mまで上昇した。水たまりは17日より標高470m付近で確認できた



写真一 1 湯浜（平成 20 年 6 月 17 日撮影）



(a)平成 20 年 6 月 15 日撮影

写真一 2 湛水池（1）





(b)平成 20 年 6 月 21 日撮影



(c)平成 20 年 6 月 30 日撮影



(d)平成 20 年 10 月 1 日撮影

写真－2 湛水池（2）  
（b）～（d）：国総研撮影



写真－3 天然ダム内を流れる流水（平成 20 年 7 月 5 日撮影：株式会社エイト  
コンサルタント提供）



(a)平成 20 年 6 月 15 日撮影

写真－4 天然ダムの表面の水たまり（1）  
（(a)：国総研撮影）



(b)平成 20 年 6 月 17 日撮影



(c)平成 20 年 6 月 21 日撮影



(d)平成 20 年 6 月 24 日撮影

写真－4 天然ダム の表面の水たまり (2)  
(b)～(c) : 国総研撮影、(d) : 東北地方整備局撮影 (提供))



(e)平成 20 年 6 月 26 日撮影



(f)平成 20 年 6 月 30 日撮影



(g)平成 20 年 10 月 1 日撮影

写真－4 天然ダムの上の水たまり (3)  
((e) : 東北地方整備局撮影 (提供)、(f)～(g) : 国総研撮影)

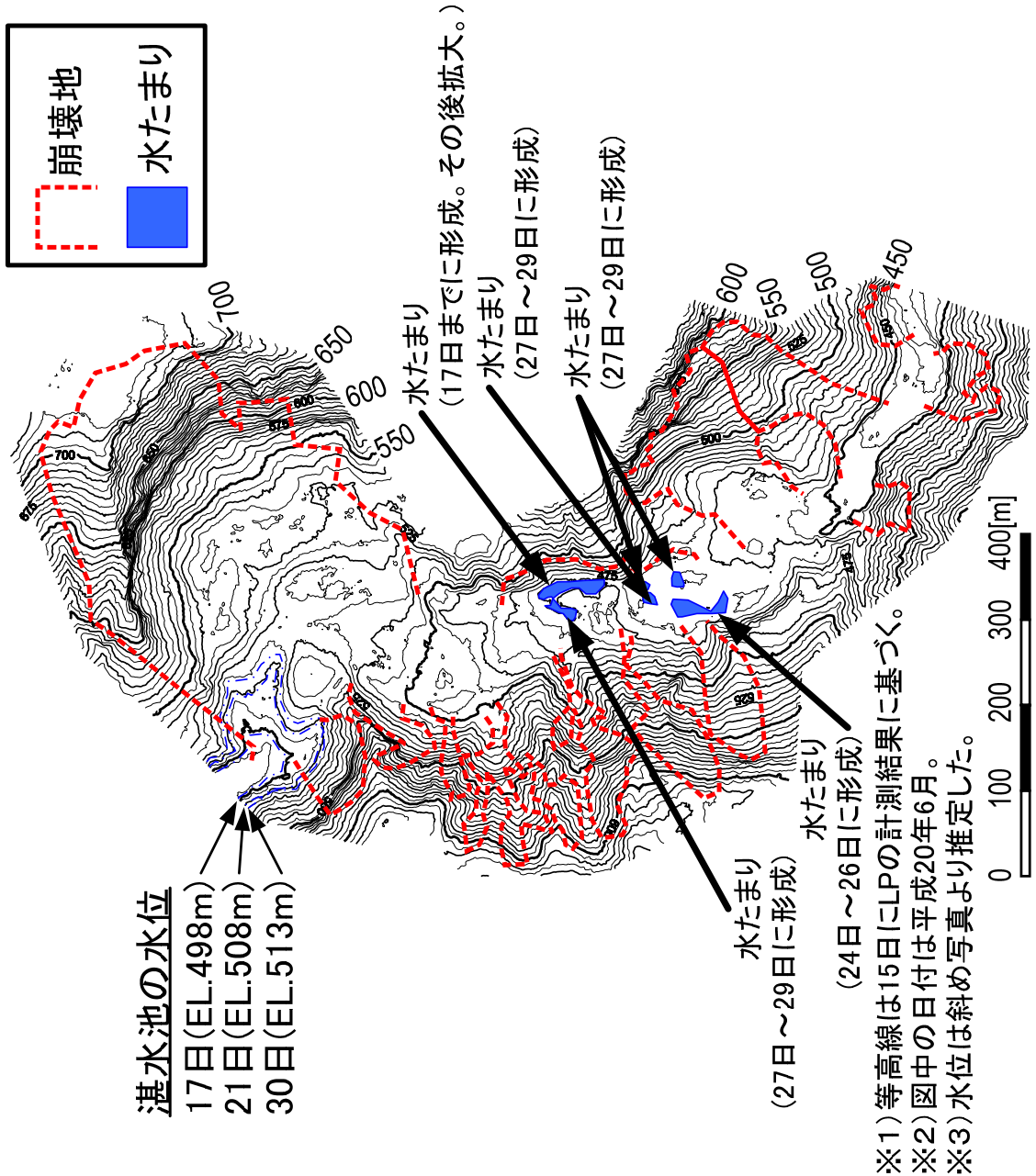


図-2 平成20年6月30日時点までの湛水池の水位と水たまりの位置

が、その後あまり変化しなかった。24日から26日の間に水たまりが標高465m付近に新たに生じ、その後17日に確認できた水たまりが拡大し、さらにその周辺で標高470m付近にも水たまりが生じ始めた。

## 2. 2. 2 湯ノ倉

写真－5は平成20年6月17日に自衛隊ヘリコプターより撮影したもので、湯ノ倉における天然ダムを上流側から下流側を向いて撮影したものである。写真の左手より崩壊した土砂が河道を閉塞した。

写真－6は平成20年6月20日に地上で撮影した写真である。大きなもので直径3m程度の礫も見られるが、大部分は1～2m程度であった。写真からも分かるように、湯浜と同様に天然ダムの表面は主に礫で覆われていた。

写真－7は天然ダムの湛水池を撮影したものである。(a)は平成20年6月15日、(b)は同月21日、(c)は同月30日、(d)は同年10月1日にそれぞれ撮影したものである。これらの写真から、湛水池の水位が徐々に上昇したことが分かる。これらの写真と後述する図－3を比較したところ、水位は同年6月17日に379m、同月21日に383m、同月30日に389mに達したことが分かった。(d)から、対策工を建設している様子が分かる。

写真－8は天然ダムの表面を撮影したものである。(a)は平成20年6月15日、(b)は同月21日、(c)は同月27日、(d)は同月30日にそれぞれ撮影したものである。水たまりは地震が発生した3日後(a)では右岸側に小さく存在したが、16日後(b)では拡大するとともに数も増え、両岸で見られた。湯浜と同様に湯ノ倉においても、湛水池の水は天然ダムの中を浸透して下流へ流れていたと推測される。6月30日の時点で湛水池の水は天然ダムの表面を流れていなかった。

図－3は15日にレーザープロファイラーで計測した天然ダムの等高線上に、湛水池の水位と天然ダム上の水たまりの位置をプロットしたものである。湯浜地区と同様に両岸には複数の崩壊が発生し河道内に堆積したため、天然ダムが形成した。天然ダムの上流側では、表面が主に礫で覆われており、中には1mを越えるような巨礫も見られた。一方、下流側は細かい土砂も見られた。湛水池の水位は17日時点で379m程度であったが、30日時点で389mまで上昇した。水たまりは17日より標高378m付近の右岸側で確認できたが、その後ゆっくり拡大した。また、20日に実施した現地踏査で、水たまりが標高366m付近、標高361m付近、標高358m付近の3ヶ所で、いずれも左岸側で確認できた。28日から29日にかけて、標高378mの等高線沿い付近に水たまりが生じた。このように水たまりが28日から29日にかけて、標高378m付近で右岸から左岸のほぼ全面にわたって生じ始めたことから、湛水池の水は天然ダムの内を浸透して同時

期に表面に到達したと考えられる。なお、30日時点で、湛水池の水は天然ダムを乗り越えていなかった。



写真一 5 湯ノ倉（平成 20 年 6 月 17 日国総研撮影）



写真一 6 湯ノ倉（平成 20 年 6 月 20 日国総研撮影）



(a) 平成 20 年 6 月 17 日撮影



(b) 平成 20 年 6 月 21 日撮影



(c) 平成 20 年 6 月 30 日撮影

写真－7 湛水池（1）  
（(a)～(c)：国総研撮影）





(d) 平成 20 年 10 月 1 日撮影

写真－7 湛水池（2）

((d) : 国総研撮影)



(a) 平成 20 年 6 月 17 日撮影



(b) 平成 20 年 6 月 21 日撮影



(c) 平成 20 年 6 月 27 日撮影

写真－8 天然ダム 표면の水たまり（1）  
（(a)～(b)：国総研撮影、(c)：東北地方整備局撮影（提供））



(d) 平成 20 年 6 月 30 日撮影

写真－8 天然ダムの上の水たまり（2）

（(d)：国総研撮影）

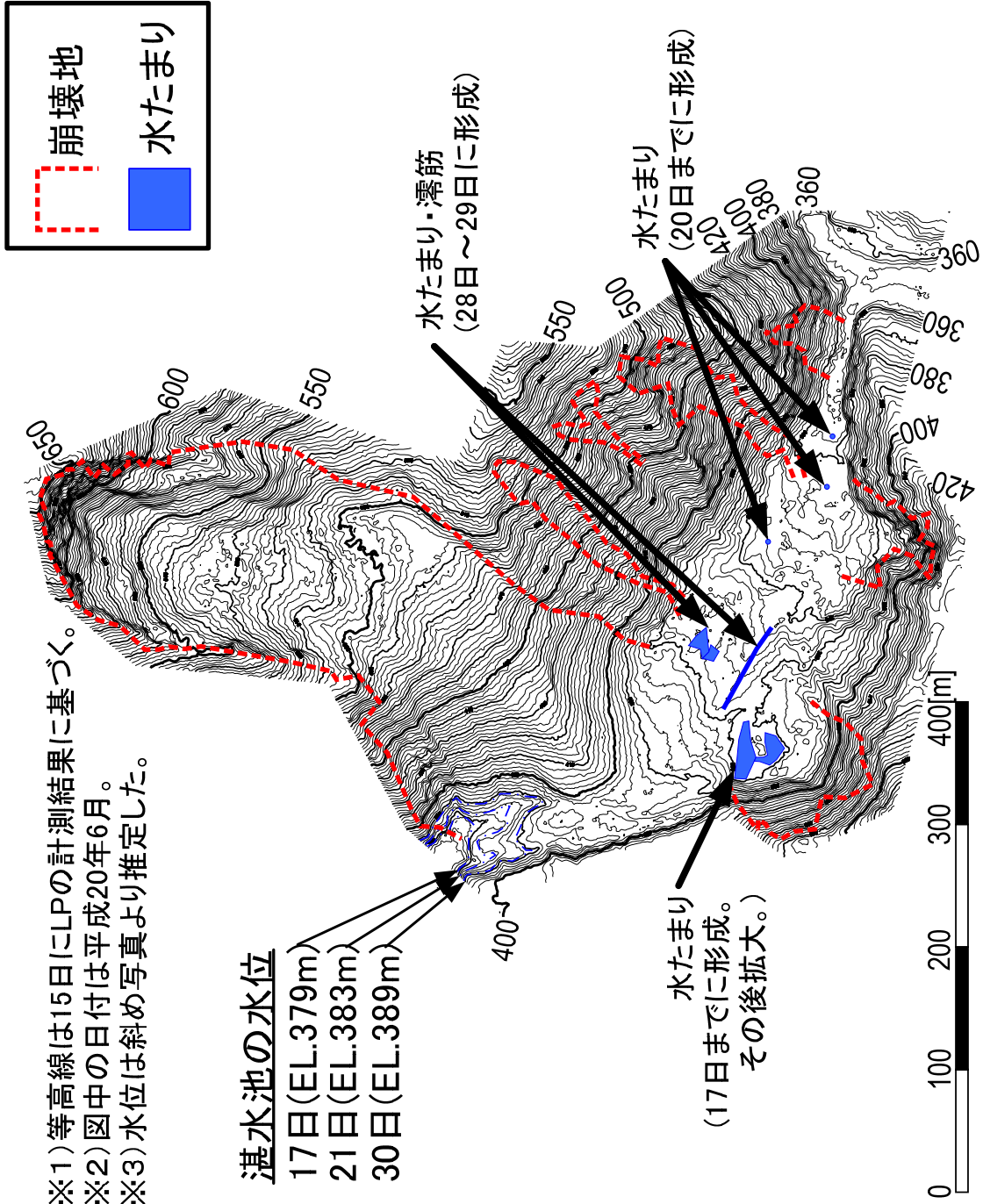


図-3 湛水池の水位と水たまりの位置 (湯ノ倉)

### 2. 2. 3 川原小屋沢

写真－9は平成20年6月20日に国土交通省ヘリコプターより撮影したもので、川原小屋沢における天然ダムを下流側から上流側を向いて撮影したものである。川原小屋沢では2つの湛水池が存在した。上流側の湛水池では、写真の左手より崩壊した土砂が河道を閉塞した。下流側の湛水池では、写真の右手より崩壊した土砂が河道を閉塞した。20日の時点では、上流側と下流側ともに、湛水池の水が天然ダムの表面を流れていた。朝日新聞のホームページ上に公開された写真によれば、6月18日に湛水池の水が天然ダムの表面を流れ始めたかと推測される。



写真－9 川原小屋沢（平成20年6月20日国総研撮影）

### 2. 2. 4 温湯

写真－10は平成20年6月17日に自衛隊ヘリコプターより撮影したもので、温湯における天然ダムを上流側から下流側を向いて撮影したものである。写真の左手より崩壊した土砂が河道を閉塞した。17日の時点では、湛水池が形成されていなかった。これは湯ノ倉及び川原小屋沢の湛水池の水がそれらの天然ダムの表面を流れ下っていなかったためと考えられる。

写真－11は平成20年6月20日に国土交通省ヘリコプターより撮影したもので、温湯における天然ダムを上流側から下流側を向いて撮影したものである。20日の時点では、湛水池が形成され、その水が天然ダムの表面を流れ下っていた。川原小屋沢の湛水池の水が18日に天然ダムの表面を流れ始めたことを考慮



写真一 1 0 温湯（平成 20 年 6 月 17 日国総研撮影）



写真一 1 1 温湯（平成 20 年 6 月 20 日国総研撮影）

すれば、温湯では湛水池が 20 日までに満水となり、天然ダムの表面を流れ始めたと推測される。

## 2. 2. 5 小川原

写真－12は平成 20 年 6 月 15 日に国土交通省ヘリコプターより撮影したもので、小川原における天然ダムを左岸側から右岸側を向いて撮影したものである。写真の上より崩壊した土砂が河道を閉塞した。15 日時点で、湛水池が形成されていた。

写真－13は天然ダムの表面を撮影したものである。この天然ダムの表面は、大きいもので 2 m 程度、主に 1 m 程度の岩で覆われていた。

写真－14は天然ダムの湛水池を撮影したものである。(a)は平成 20 年 6 月 15 日、(b)は同月 17 日、(c)は同月 20 日、(d)は同月 30 日、(え)は同年 10 月 1 日にそれぞれ撮影したものである。これらの写真から、湛水池の水位は 17 日でほぼ天然ダムの高さと同様となったことが分かる。(d)(e)から、対策工を建設している様子が分かる。

写真－15は天然ダムの下流側の表面を撮影したものである。(a)は平成 20 年 6 月 15 日に地上より、(b)は同月 17 日に自衛隊ヘリコプターより撮影したものである。水たまりは地震が発生した翌日(a)では存在したが、3 日後(b)では河道閉塞(天然ダム)の下流側の右岸側と左岸側に形成された。このことから、17 日の時点では、湛水池の水が河道閉塞(天然ダム)の中を浸透して下流へ流れていたと推測される。



写真－12 小川原 (平成 20 年 6 月 15 日国総研撮影)



写真-13 天然ダム表面の礫（平成20年6月15日国総研撮影）



(a)平成20年6月15日撮影

写真-14 湛水池（1）

((a)：国総研撮影)





(b) 平成 20 年 6 月 17 日撮影



(c) 平成 20 年 6 月 20 日撮影



(d) 平成 20 年 6 月 30 日撮影

写真－14 湛水池（2）  
（b）～（d）：国総研撮影



(e) 平成 20 年 10 月 1 日撮影

写真-14 湛水池 (2) ((e) : 国総研撮影)

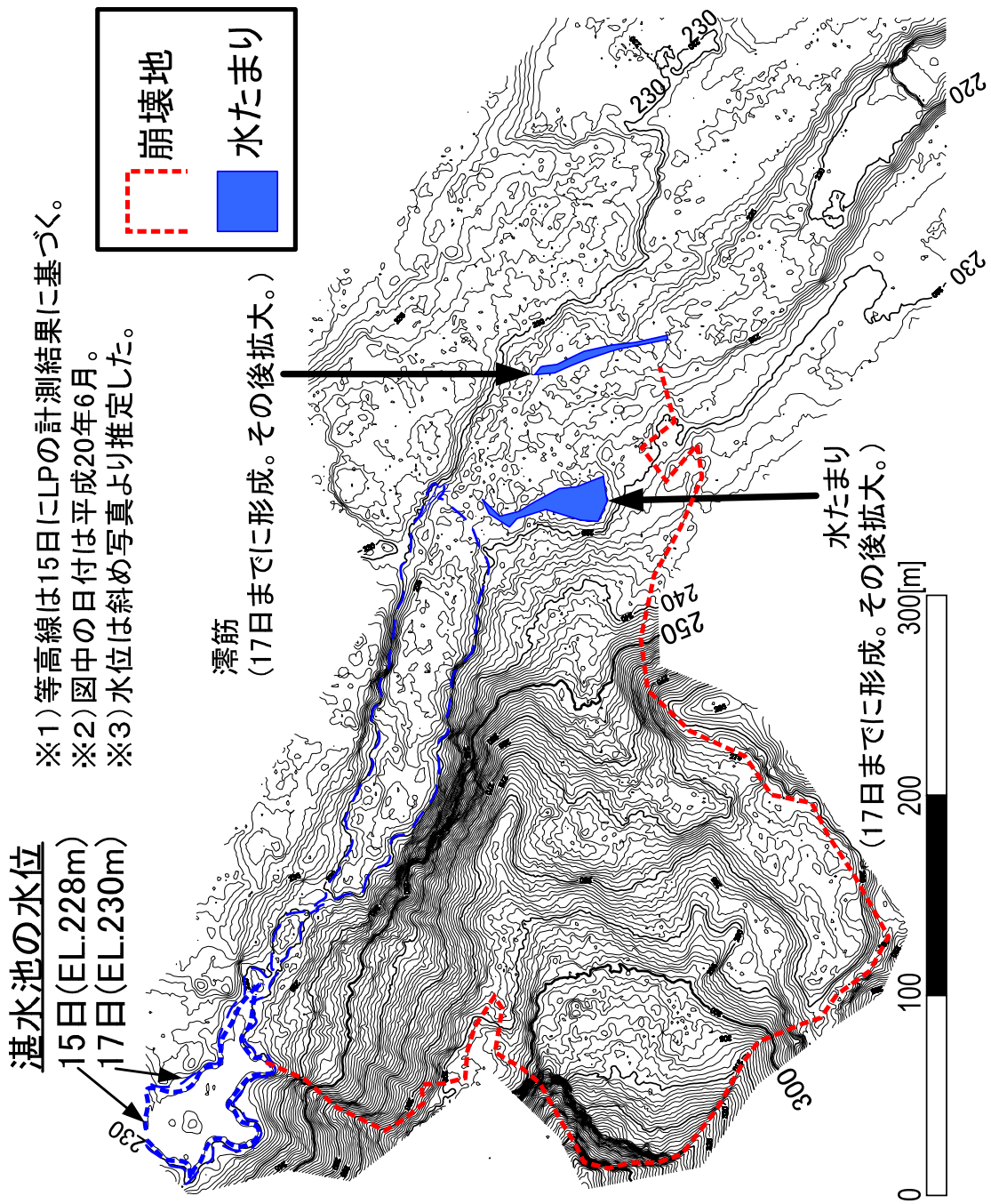


(a) 平成 20 年 6 月 15 日撮影



(b) 平成 20 年 6 月 17 日撮影

写真-15 天然ダムの表面の水たまり ((a) ~ (b) : 国総研撮影)



- ※1) 等高線は15日にLIPの計測結果に基づく。
- ※2) 図中の日付は平成20年6月。
- ※3) 水位は斜め写真より推定した。

図-4 湛水池の水位と水たまりの位置 (小川原)

図－4は写真－14、15に示した写真等に基づいて15日から17日までの湛水池の変化と水たまりの位置の変化を示したものである。右岸側から崩壊した土砂が上流と下流の二手に分かれて河道を閉塞し、天然ダムが形成した。天然ダムの表面は最大で約2mの巨礫で覆われていた。湛水池の水位は15日時点で228m程度であったが、17日時点で230mまで上昇した。この時点で、湛水池の水は天然ダムを完全の乗り越えて流れていたわけではないが、巨礫の間隙を伏流していた。水たまりは17日で標高228m付近の左岸側に、滲筋が同日に標高226m付近で左岸側からできていたことを確認した。このように水たまりと滲筋が17日に急激に生じ始めたことから、湛水池の水は天然ダムの内を浸透して同時期に表面に到達したと考えられる。

## 2. 2. 6 浅布

写真－16は浅布の天然ダムを左岸側から右岸側を向いて撮影したものである。(a)は平成20年6月15日に国土交通省ヘリコプター、(b)は平成20年6月17日に自衛隊ヘリコプターよりそれぞれ撮影したものである。15日時点では湛水池が形成されていたが、その水は天然ダムの表面を流れていなかった。しかし、17日の時点では湛水池の水が天然ダムの表面を下流へ流れていた。

写真－17は天然ダムの表面を撮影したものである。右岸側には1m程度の岩も見られたが、左岸側は写真－17のように主に砂であった。

写真－18は同月16日に地上で撮影した、天然ダム上に現れた水たまりである。図－5にその位置を示す。現地踏査で確認できたものは天然ダムの左岸側に位置しており、写真－18に示した5つであった。また、天然ダムの下流端にも小さな水たまり（水たまり5）が見られたが、そこから水が下流へ流れ出ていなかった。このことから湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）の中を浸透していったが、下流へ流れていなかったと推測される。

図－6は15日から17日までの湛水池の変化と水たまりの位置の変化を示したものである。左岸側から崩壊した土砂が河道を閉塞し、天然ダムが形成した。天然ダムの表面は主に砂礫と樹木で覆われていたが、中には1m程度の巨礫も見られた。湛水池の水位は15日時点で214m程度であったが、17日時点で215mまで上昇した。水たまりは16日時点で天然ダムの右岸側の低い所に沿って5つ存在した。17日時点で、湛水池の水は天然ダムを乗り越えて流れ出していた。



(a) 平成 20 年 6 月 15 日撮影



(b) 平成 20 年 6 月 17 日撮影

写真－16 浅布  
((a)～(b) : 国総研撮影)



写真-17 天然ダム surfaces (平成20年6月16日国総研撮影)

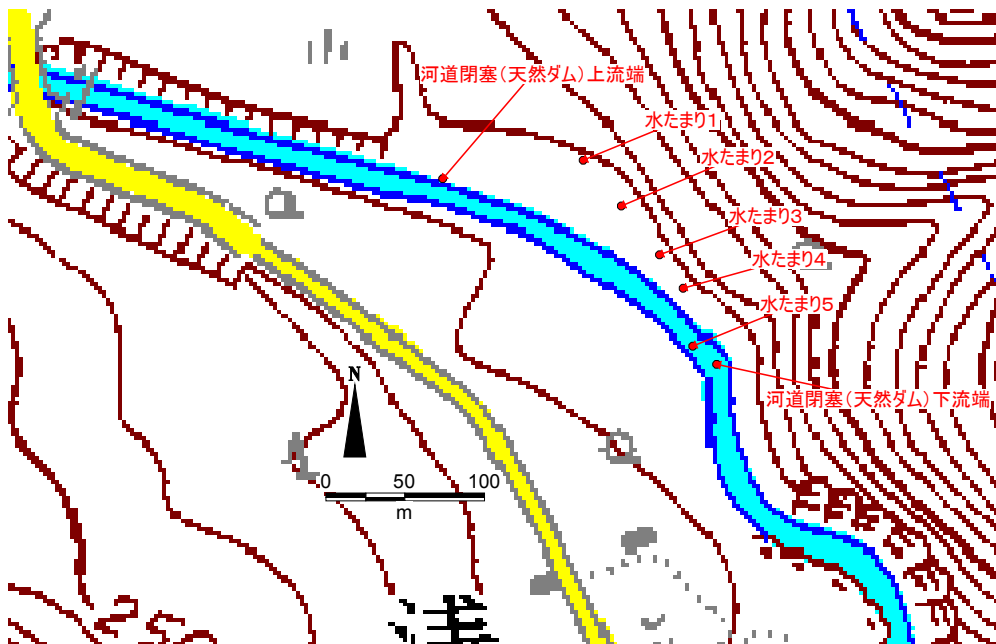


図-5 水たまりの位置



(a) 水たまり 1



(b) 水たまり 2



(c) 水たまり 3

写真－18 天然ダムの表面の水たまり（1）

（(a)～(c)：平成20年6月16日国総研撮影）



(d) 水たまり 4



(e) 水たまり 5



(f) 天然ダム下流端

写真-18 天然ダムの表面の水たまり(2)

((d)~(f):平成20年6月16日国総研撮影)



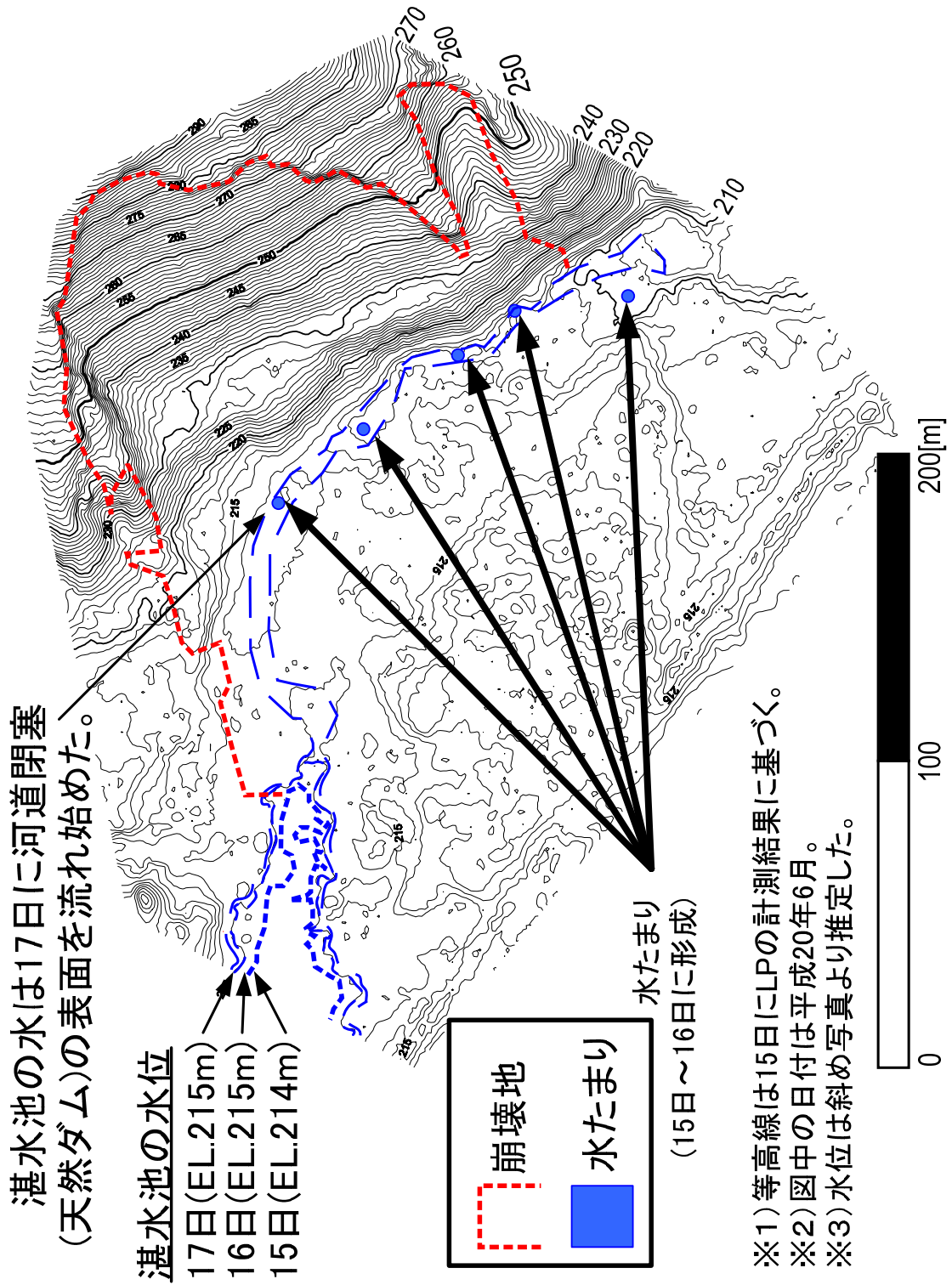


図-6 湛水池の水位と水たまりの位置 (浅布)

## 2. 2. 7 坂下

写真－19は坂下の河道閉塞（天然ダム）を左岸側から右岸側を向いて撮影したものである。(a)は平成20年6月15日に国土交通省ヘリコプター、(b)は平成20年6月17日に自衛隊ヘリコプターよりそれぞれ撮影したものである。15日時点では湛水池が形成されていたが、河道閉塞（天然ダム）の表面に水たまりも見られた。しかし、15日時点で湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）の表面を流れていたかは不明であった。17日時点では、救助活動のため無人化重機を用いて水路を開削したため、湛水池の水が下流へ流れていた。



(a) 平成20年6月15日撮影



(b) 平成20年6月17日撮影

写真－19 坂下  
((a)～(b)：国総研撮影)

### 3. 迫川における天然ダムの危険度評価

#### 3. 1 危険度評価の概要

本章では、迫川で形成した天然ダムの決壊する過程、及び、家屋が決壊に伴う出水によって浸水する可能性について検討した。この検討では、天然ダムが決壊する原因やその過程、それに伴う流量の変化などを推定する必要がある。これらの点について既往の研究成果をみると、天然ダムの決壊は原因不明な事例を除いて主に越流による事例が多いこと（水山ら、1989）が報告されている。天然ダムが決壊する過程については、粘着性の少ない砂で形成された天然ダムの場合では、天然ダムが縦方向に侵食され、その後横方向に侵食されるという実験結果が報告されている（小田ら、2006）。また、天然ダムの決壊に伴うピーク流量を推定する方法には、ダムファクターを指標とした方法（Costa, 1988）や単位幅貯水量と天然ダムの高さを掛け合わせた数値を指標とした方法（石川ら、1992）、十分に発達した土石流の単位幅流量の関係式と湛水池における水の質量保存則から求められる関係式のうち、天然ダム形成後に容易に且つすばやく知ることができるパラメータを指標とした方法（田畑ら、2001）などがある。応急対策の検討のための基礎資料を作成することが主な目的であるので、検討を短時間で終わらせなければならない。そのため、まず、これまでの研究成果を踏まえて想定されるピーク流量と流下能力を比較することで集落の浸水の可能性を緊急に評価した（以後、「緊急危険度評価」と呼ぶ）。次いで、詳細な評価として、溪流の湾曲や合流といった地形条件に加えて連続して形成された天然ダムの影響を考慮できるよう、質量保存則と運動量保存則を適用して集落の浸水の可能性を詳細に判定した（以後、「詳細危険度評価」と呼ぶ）。以下にその概要を報告する。

#### 3. 2 緊急危険度評価

緊急危険度評価においては、まず、天然ダムの決壊に至るまでの時間を推定し、決壊する過程を推定した上で、ピーク流量を推定した。今回の検討では、決壊する過程は平成16年新潟県中越地震の際に実施した河道閉塞に対する危険度概略判定（水野ら、2006）を参考に「越流による決壊」と「パイピングによる決壊」を候補として考えた。なお、ここでいう「決壊」は「切れて崩れること」ではなく、その事象が始まることを指すものである。具体的には、越流による決壊の場合では湛水池の水が天然ダムを越えて下流へ流れはじめることで、パイピングによる決壊の場合では湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）内を浸透

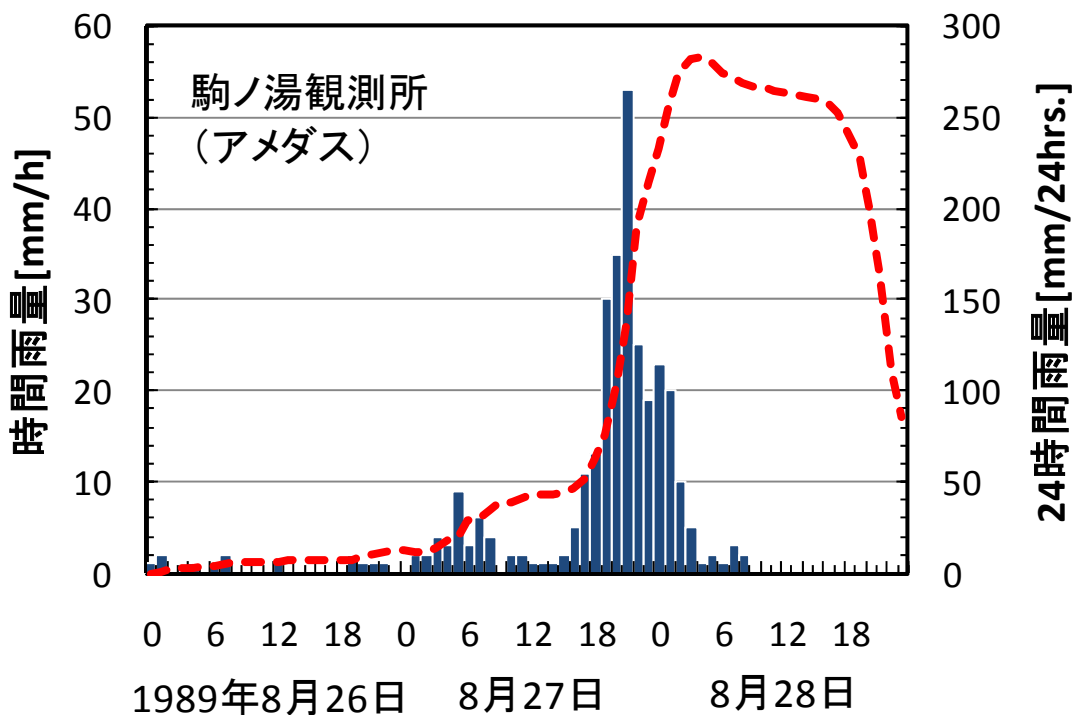
し、その浸潤線が河道閉塞（天然ダム）の下流端に到達することを指す。

表－２は河道閉塞（天然ダム）の形状、決壊までに要する時間、各河道閉塞（天然ダム）が単独で決壊した場合のピーク流量の推定値を示したものである。なお、平成 20 年 6 月 25 日時点ですでに救助活動や自然に流水が河道閉塞（天然ダム）の表面を流れていた箇所（川原小屋沢、温湯、小川原、浅布、坂下）における決壊する過程は、「越流による決壊」としたので、決壊までに要する時間を記載していない。越流による決壊は式（１）により算出し、パイピングによる決壊は式（２）で算出した。

$$T = \frac{\Delta H}{V_u} \quad \dots (1)$$

$$T = \frac{L}{k(\sin \theta + H/L)} \quad \dots (2)$$

ここで、T：到達時間[s]、ΔH：ある時点の水位と天然ダムの表面の横断測線上で最も低い地点の標高の差[m]、 $V_u$ ：水面の上昇速度[m/s]、L：天然ダムの長さ[m]、k：透水係数[m/s]、H：天然ダムの高さ[m]、θ：天然ダムの形成前の河床勾配[°]である。透水係数は一般値として  $k=1.0 \times 10^{-4}$  [m/s] を用いた。



図－7 駒ノ湯アメダス観測所における既往最大降水量

表－２ 湛水池へ流入する水量の実績値の推定結果

天然ダムの名称	天然ダムの幅 [m]	一日当たりの湛水量 [m <sup>3</sup> ]	流入する流量 [m <sup>3</sup> /s/m]	備考
湯浜	50	20000	0.0046	平成20年6月15日と21日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
湯ノ倉	53	28409	0.0062	平成20年6月24日と25日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
川原小屋沢	50	120988	0.0280	平成20年6月18日に満水したとして、一日当たりの湛水量を算出した。
温湯	40	3472	0.0005	平成20年6月18日と20日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
小川原	30	64000	0.0049	平成20年6月15日と20日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
浅布	40	10000	0.0029	平成20年6月15日と16日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
坂下	13	6800	0.0061	一日で満水したとして、一日当たりの湛水量を算出した。

(注意)平成20年6月25日現在の数値である。

また、ピーク流量を推定する際には、湛水池へ流入する水量を実績値とした場合と近傍の駒ノ湯アメダス観測所における既往最大24時間雨量からの推定値とした場合の2ケースを対象とした。

表－２は湛水池へ流入する水量の実績値の推定結果を示したものである。湛水池へ流入する水量の実績値はヘリコプターから撮影した写真と地形図を基に推定した値を用いるか、あるいは、一日で満水すると仮定して推定した値を用いた。前者の方法は湯浜、湯ノ倉、温湯、川原小屋沢、小川原、浅布に適用し、後者の方法は坂下に適用した。なお、表－２に示した数値は平成20年6月25日時点で得られたものである。

表－３は既往最大24時間雨量からの推定した湛水池へ流入する水量である。駒ノ湯アメダス観測所における既往最大24時間雨量は図－７に示した降雨で、283mmであった。この数値を基に流入流量は式(3)危機管理技術研究センター砂防研究室、2007)により算出した。

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \left( \frac{24 \cdot K_{f1}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \dots (3)$$

表－3 既往最大 24 時間雨量からの推定した湛水池へ流入する流量

天然ダムの 名称	流域面積 [km <sup>2</sup> ]	有効降雨強 度 [mm/h]	流入する流量 [m <sup>3</sup> /s/m]
湯浜	16.89	39.7	3.73
湯ノ倉	25.21	37.7	5.03
川原小屋沢	15.40	40.2	3.44
温湯	44.17	35.0	10.74
小川原	70.72	32.8	21.48
浅布	74.19	32.6	16.80
坂下	75.96	32.5	52.75

(注意)平成20年6月25日現在の数値である。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots (4)$$

ここで、 $P_e$ ：有効降雨強度[mm/h]、 $P_{24}$ ：24時間雨量[mm/24h]、 $K_{f1}$ ：ピーク流出係数 (=0.7)、 $K_{p1}$ ：係数 (=120)、 $A$ ：流域面積[km<sup>2</sup>]、 $Q_p$ ：清水の対象流量[m<sup>3</sup>/s]である。

表－4はピーク流量の推定結果である。湛水池へ流入する水量を実績値とした場合にはピーク流量は式(5)(Costa, 1988)と(6)(田畑ら、2001)の範囲、既往最大24時間雨量からの推定値とした場合には式(5)、(6)に加えて式(7)に示す「降雨量に基づいて算出する土石流ピーク流量」(危機管理技術研究センター砂防研究室、2007)の範囲とした。

$$Q = 181(V \cdot h / 10^6)^{0.43} \quad \dots (5)$$

$$\frac{q}{q_m} = 0.542 \left[ \frac{(gh^3)^{0.5}}{\tan \theta \cdot q_m \cdot 10^3} \right]^{0.565} \quad \dots (6)$$

表－４ ピーク流量の推定結果  
(緊急危険度評価)

河道閉塞 (天然ダム)の名称	形状			決壊する過程			ピーク流量の推定値 [m <sup>3</sup> /s]	
				決壊まで要する時間[日]				
	高さ [m]	幅 [m]	長さ [m]	越流による 決壊	パイピングによる 決壊		湛水池に 流入する 水量を実 績値とした 場合	既往最大 24時間雨 量からの 推定値とし た場合
湯浜	45	50	1200	39.2	1716	越流	15～838	273～838
湯ノ倉	20	53	630	3.4	1081	越流	10～471	187～528
川原小屋沢	30	50	600	—	—	越流	15～572	123～572
温湯	6	40	820	—	—	越流	1～34	34～85
小川原	10	30	580	—	—	越流	4～103	103～161
浅布	8	40	210	—	—	越流	3～61	61～144
坂下	2.9	13	80	—	—	越流	1～33	33～57

表－５ 各集落付近での流下能力

地区名	流下能力 [m <sup>3</sup> /s]
温湯温泉	230～1200
小川原・切留	1850～3021
浅布	1194～8201
猪ノ沢・坂下・中村・大向	260～4900
早坂	1110～1150
大田	180～4900

$$Q_{SP} = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_P \quad \dots (7)$$

ここで、 $Q$ ：ピーク流量[m<sup>3</sup>/s]、 $V$ ：湛水量[m<sup>3</sup>]、 $h$ ：河道閉塞（天然ダム）の高さ[m]、 $q$ ：単位幅あたりのピーク流量[m<sup>3</sup>/s/m]、 $q_{in}$ ：湛水池に流入する水量の単位幅あたりの流入流量[m<sup>3</sup>/s/m]、 $g$ ：重力加速度(=9.81[m/s<sup>2</sup>])、 $\theta$ ：河床勾配[°]、 $Q_{SP}$ ：ピーク流量[m<sup>3</sup>/s]、 $C_*$ ：溪床堆積土砂の容積濃度(=0.6)、 $C_d$ ：土石流濃度である。

表－５は迫川に沿って存在する集落内のいくつかの地点で計測した流下能力を示したものである。流下能力は等流状態を想定してマンシングの流速式と流水の連続式から算出した。その結果、流下能力はピーク流量の推定値と比べて温湯温泉、猪ノ沢、大田の集落で下回り、その他の集落で上回ることが分かった。

### 3. 3 詳細危険度評価

詳細危険度評価では、平成 20 年 6 月 25 日時点で湛水池の水が表面を流れていなかった河道閉塞（天然ダム）の湯浜、湯ノ倉と、湛水池の水が表面を流れていたが高さが高かった河道閉塞（天然ダム）の川原小屋沢の 3 ヶ所を対象とし、それらが同時に越流によって決壊し始めると想定して、家屋が浸水する可能性を検討した。3 つの河道閉塞（天然ダム）の湛水池に流入する水量は緊急危険度評価と同じ 2 種類を設定した。評価に際しては、2 次元浅水流モデルを有限体積法により離散化した手法（水野ら、2006）を非構造メッシュにも適用できるように改良した数値計算プログラムを用いて、集落周辺の水位変化を推定した。以下に基礎方程式を示す。

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} = \mathbf{S}$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ Uh \\ Vh \\ Ch \end{bmatrix}, \mathbf{E} = \begin{bmatrix} Uh \\ U^2h + 0.5gh^2 \\ UVh \\ CUh \end{bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} Vh \\ UVh \\ V^2h + 0.5gh^2 \\ CVh \end{bmatrix}, \mathbf{S} = \begin{bmatrix} i \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_m} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_m} \\ iC^* \end{bmatrix} \quad \dots (8)$$

ここで、 $h$ ：水深[m]、 $U$ ： $x$ 方向の速度成分[m/s]、 $V$ ： $y$ 方向の速度成分[m/s]、 $C$ ：土砂容積濃度、 $g$ ：重力加速度[m/s<sup>2</sup>]、 $z_b$ ：河床位[m]、 $\rho_m$ ：流れ全体の密度[kg/m<sup>3</sup>]、 $\tau_{bx}$ ：河床面に作用するせん断応力（ $X$ 方向）、 $\tau_{by}$ ：河床面に作用するせん断応力（ $Y$ 方向）、 $i$ ：侵食速度[m/s]、 $C^*$ ：河床の堆積層における土砂容積濃度である。河床面に作用するせん断応力は土砂容積濃度に応じて算出した（高橋・中川、1992）。土砂容積濃度が 0.02 以下の場合には式（9）、（10）により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (9)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (10)$$

ここで、 $n$ ：粗度係数である。土砂容積濃度が 0.02 より大きく 0.20 未満の場合には式（11）、（12）により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{0.49} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (11)$$



$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{0.49} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (12)$$

ここで、d:土砂の粒径[m]である。土砂容積濃度が0.20より大きい場合は式(13)、(14)により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{8} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left( \frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^2} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (13)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{8} \left( \frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left( \frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\}^2} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (14)$$

ここで、 $\rho$ :水の密度[kg/m<sup>3</sup>]、 $\sigma$ :砂の密度[kg/m<sup>3</sup>]である。

侵食速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、侵食速度は式(15)より算出した。

$$i = \begin{cases} \delta_e \frac{C_{B\infty} - C}{C^*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (15)$$

ここで、 $\delta_e$ :実験係数、 $u_*$ :摩擦速度[m/s]、 $u_{*c}$ :限界摩擦速度[m/s]、 $C_{B\infty}$ :平衡土砂容積濃度である。平衡土砂容積濃度は式(16)から算出した。

$$C_{B\infty} = \frac{q_B}{q_T} \quad \dots (16)$$

ここで、 $q_B$ :単位幅流砂量[m<sup>3</sup>/s/m]、 $q_T$ :単位幅流量[m<sup>3</sup>/s/m]である。単位幅流砂量は式(17)により算出した。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \frac{1+5\tan\theta}{\cos\theta} \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{f}} \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \left( 1 - \alpha_c^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left( 1 - \alpha_c \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad \dots (17)$$

ここで、 $\theta$ :河床勾配[°]、 $f$ :抵抗係数、 $\tau_*$ :無次元掃流力、 $\tau_{*c}$ :無次元限界掃流力、 $\alpha_c$ :係数である。抵抗係数は式(18)により算出した。

$$n = \sqrt{\frac{f}{8g}} \cdot h^{1/6} \quad \dots (18)$$

係数 $\alpha_c$ は式(19)により算出した。

$$\alpha_c^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad \dots (19)$$

無次元限界掃流力は式(20)により算出した。

$$\tau_* = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad \dots (20)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式(21)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{S\infty} - C}{C_* - C_{S\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (21)$$

ここで、 $\delta_e$ ：係数、 $C_{S\infty}$ ：掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度である。掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度は式(22)により算出した。

$$C_{S\infty} = 6.7 C_{D\infty}^2 \quad \dots (22)$$

ここで、 $C_{D\infty}$ ：石礫型土石流の平衡土砂容積濃度で、式(23)により算出した。

$$C_{D\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (23)$$

なお、 $C_{D\infty}$ の値が $0.9C_*$ を上回った場合、 $C_{D\infty} = 0.9C_*$ とした。流れが土石流の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式(24)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{D\infty} - C}{C_* - C_{D\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (24)$$

堆積速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、堆積速度は式(25)より算出した。

$$i = \begin{cases} 0 & (u_* > u_{*c}) \\ \delta_d \frac{C_{B\infty} - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (25)$$

ここで、 $\delta_d$ ：係数である。流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式(26)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_d \left( 1 - \frac{U}{P_i U_c} \right) \frac{C_{S\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (26)$$

ここで、 $P_i$ ：実験係数(=1/3)、 $U_c$ ：石礫型土石流が堆積を始める可能性のある勾配での速度[m/s]で式(27)より算出する。

$$U_c = \frac{2}{5d} \sqrt{\frac{g \sin \theta_c}{a_i \sin \alpha} \left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \cdot \left[ \left( \frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2}} \quad \dots (27)$$

ここで、 $a_i$  : 係数 (=0.042)、 $\alpha = 17.8^\circ$  ( $\tan \alpha = 0.32$ )、 $\theta_c$  : 土砂容積濃度  $C$  に対する石礫型土石流の平衡勾配で式 (28) により算出する。

$$\tan \theta_c = \frac{C(\sigma - \rho) \tan \alpha}{C(\sigma - \rho) + \rho} \quad \dots (28)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式 (29) (高橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_d \left( 1 - \frac{U}{p_i U_c} \right) \frac{C_{D\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (29)$$

式 (15) から式 (29) までの侵食速度及び堆積速度に関する式は流れの方向に対して河床位が下がっている場合に適用した。流れの方向に対して河床位が上がっている場合には、土砂移動形態にかかわらず式 (30) の堆積速度を適用した。

$$i = \delta_d' \cdot \frac{C_\infty - C}{C_*} \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (30)$$

ここで、 $C_\infty$  : 各土砂移動現象の平衡土砂容積濃度である。なお、侵食速度及び堆積速度を算出する際に必要となる土砂移動現象は高橋 (1982) により示された条件により判断した。

なお、侵食速度の係数  $\delta_e$  は 0.0007、堆積速度の係数  $\delta_d$  は 0.05 とした (水野ら、2006)。クーラント・フリードリッヒ・レビー (CFL) 値は湛水池へ流入する水量を実績値とした場合で 0.3、既往最大 24 時間雨量からの推定値とした場合で 0.4 とした。

離散化は次のように考えた。任意の形状をした領域  $C$  における保存則は、領域  $C$  内のパラメータの時間変化が領域  $C$  の境界面から流出した量に等しいとして式 (31) のように書ける。

$$\frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} = - \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \quad \dots (31)$$

ここで、 $q(x, y, t)$  : 時刻  $t$  における座標  $(x, y)$  でのパラメータの値、 $\bar{\mathbf{n}}$  : 領域  $C$  の境界上の微小面  $\delta s$  に対する法線ベクトル、 $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$  : 領域  $C$  の境界上の微小面  $\delta s$  (点  $(x(s), y(s))$ ) におけるフラックスである。式 (31) を時刻  $t_n \leq t \leq$

$t_{n+1}$  の区間で積分すると式 (3 2) を得る。

$$\begin{aligned} & \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[ \frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} \right] dt = \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[ - \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ \therefore & \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy = \iint_C q(x, y, t_n) dx dy - \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[ \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \quad \dots (3 2) \\ \therefore & Q^{n+1} = Q^n - \frac{1}{|C|} \cdot \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[ \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ & \left( Q^{n+1} \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy, Q^n \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_n) dx dy \right) \end{aligned}$$

ここで、 $Q^{n+1}$ 、 $Q^n$  : 時刻  $t_n$ 、 $t_{n+1}$  におけるパラメータの計算セル内の平均値、 $|C|$  : 領域  $C$  の  $XY$  平面上での面積である。時刻  $t_n \leq t \leq t_{n+1}$  におけるフラックス  $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$  の  $\bar{\mathbf{n}}$  方向成分の平均値 ( $\bar{\mathbf{F}}(s)$ ) を式 (3 3) のように定義する。

$$\bar{\mathbf{F}}(s) \equiv \bar{\mathbf{n}}(s) \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \quad \dots (3 3)$$

式 (3 3) から、式 (3 2) の右辺第 2 項は式 (3 4) のように書ける。

$$\begin{aligned} & \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[ \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt = \int_{\partial C} \left[ \int_{t_n}^{t_{n+1}} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} dt \right] ds = \Delta t \cdot \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \quad \dots (3 4) \\ & (\because \Delta t \equiv t_{n+1} - t_n) \end{aligned}$$

式 (3 2) と式 (3 4) から、式 (3 5) が導かれる。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \quad \dots (3 5)$$

式 (3 5) の右辺第 2 項の積分は、時刻  $t_n \leq t \leq t_{n+1}$  における領域  $C$  の境界から領域外に流出するフラックスの総和である。本研究で用いた計算セル (領域  $C$ ) の形状は三角形であるので、フラックスの総和は式 (3 5) のように書ける。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} (l_0 \cdot \bar{\mathbf{F}}_0 + l_1 \cdot \bar{\mathbf{F}}_1 + l_2 \cdot \bar{\mathbf{F}}_2) \quad \dots (3 5)$$

ここで、 $l_i$  : 計算セルの境界  $i$  の長さ ( $i=0, 1, 2$ )、 $\bar{\mathbf{F}}_i$  : 計算セルの境界  $i$  を通過するフラックス (インターセル・フラックス) の平均値 ( $i=0, 1, 2$ ) である。インターセル・フラックスは Roe 近似法に基づき算出した。以上により、時刻  $t_{n+1}$

におけるパラメータの値を順次求める。

図－8は計算に用いた三角形要素の配置と集落の位置の関係を示したものである。25,000分の1地形図上で読み取った節点から修正デローニ法により節点を計900個作成し、それらを頂点とする三角形要素を1046個作成した。境界条件として、最下流にある三角形要素の境界のうち花山湖に接続する境界には透過性の境界条件(Transparency wall)を設定し、当該三角形要素の他の境界と他の三角形要素のうち境界条件となる境界には非透過性の境界条件(Solid wall)を設定した。なお、3つの河道閉塞(天然ダム)箇所では、地震前の河床位を基岩とし、地震後の河床位を不安定土砂の表面の標高とした。粗度係数は0.03とした。河道閉塞(天然ダム)の箇所には直径1cmの土砂が堆積しているものとし、それ以外の区間には土砂が堆積していないものと仮定した。また、計算を開始する時点で3つの河道閉塞(天然ダム)の湛水池が満水位であるとして、湛水池に含まれる三角形要素の水深を湯浜で水位516m、湯ノ倉で396m、川原小屋沢で432mになるよう初期値を与えた。地震後にポールを用いた現地調査によれば、家屋のある地盤の標高と河床の標高の差は温湯温泉付近で4m程度、穴ノ原付近で8m程度、猪ノ沢付近で6m程度、坂下付近で5m程度、越戸付近で5m程度、大田付近で11m程度であった。

図－9は湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合のハイドログラフである。湯浜、湯ノ倉、川原小屋沢の各河道閉塞(天然ダム)箇所の湛水池の上流にある三角形要素にハイドログラフに相当する水量を供給した。なお、ハイドログラフは0秒から線形に増加し、洪水到達時間に相当する時間で清水の対象流量となり、それ以降一定値となると仮定した。また、流入する水量の実績値は、湯浜、湯ノ倉、川原小屋沢の各河道閉塞(天然ダム)箇所の湛水池において水位が一日当たりの上昇量から、それぞれ $0.231\text{m}^3/\text{s}$ 、 $0.329\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1.400\text{m}^3/\text{s}$ とし、それらの水量を湛水池の上流にある三角形要素から常に一定で供給した。

図－10は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各河道閉塞(天然ダム)で初期に天端付近に位置する三角形要素における堆積深の時間変化を示したものである。時間は決壊が開始した時刻を0秒とした。湯浜での堆積深は0秒から360秒までの間で6.9m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。湯ノ倉での堆積深は0秒から2040秒までの間で5.5m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。川原小屋沢での堆積深はほぼ変化しなかった。

図－11は湛水池に流入する流量を実績値とした場合における、計算終了時点での堆積深の分布である。なお、同図の(a)と(b)で堆積深の凡例の幅が異なることに注意されたい。湯浜の河道閉塞(天然ダム)で侵食された土砂は下流の湯ノ倉の河道閉塞(天然ダム)における湛水池内に堆積した。また、湯ノ倉

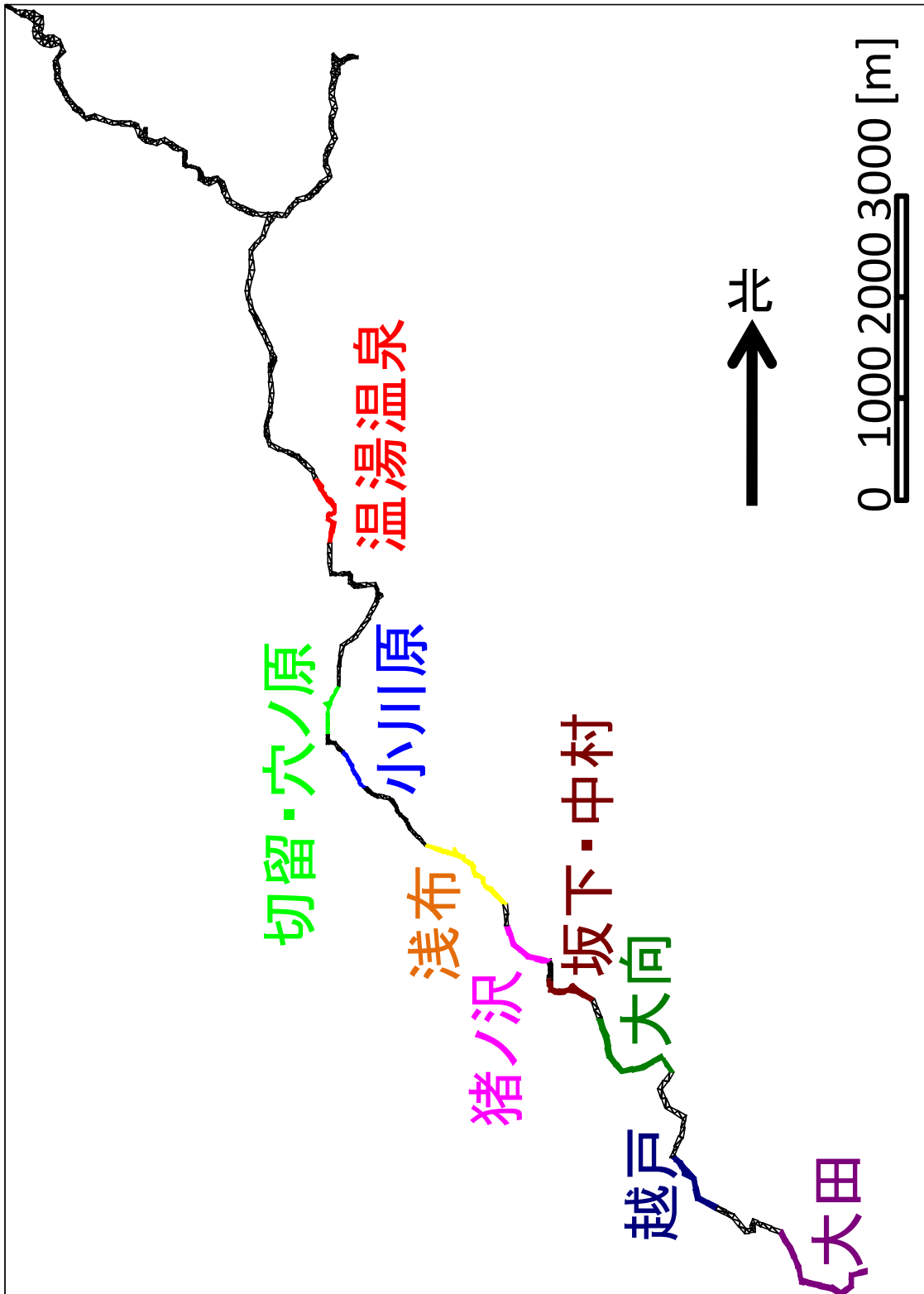
と川原小屋沢の河道閉塞（天然ダム）から流出した土砂は一迫川と川原小屋沢の合流点付近と一迫川と荒沢の合流点付近に堆積した。

図－12は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各集落が存在する区間内の三角形要素における水深と堆積深の和のうち最大値をプロットしたものである。温湯温泉では、水深と堆積深の和が780秒から4260秒までの間、4mを越えたことから、家屋が浸水する可能性が高い。同様に、切留・穴ノ原では、水深と堆積深の和が4020秒から4800秒までの間、8mを越えたことから、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。猪ノ沢、坂下・中村、越戸、大田では、水深と堆積深の最大値が家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも小さかったため、家屋が浸水する可能性が低いことが分かった。

図－13は、湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合での、各河道閉塞（天然ダム）で初期に天端付近に位置する三角形要素における堆積深の時間変化を示したものである。湯浜での堆積深は0秒から420秒までの間で7.4m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。湯ノ倉での堆積深は0秒から2100秒までの間で4.0m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。川原小屋沢での堆積深はほぼ変化しなかった。

図－14は湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合における、計算終了時点での堆積深の分布である。なお、同図の(a)と(b)で堆積深の凡例の幅が異なることに注意されたい。湛水池に流入する流量を実績値とした場合と比べると、堆積が生じる箇所はほぼ同じであるが、堆積深は大きくなった。

図－15は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各集落が存在する区間内の三角形要素における水深と堆積深の和のうち最大値をプロットしたものである。湛水池に流入する流量を実績値とした場合と比べると、湛水池に流入する水量が多いため、水深と堆積深の和はなかなか小さくならなかった。水深と堆積深の和は、温湯温泉では900秒以降、切留・穴ノ原では3480秒以降、猪ノ沢では7140秒以降、坂下・中村では6780秒以降、越戸では10380秒以降で家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも大きくなった。大田では、水深と堆積深の和は家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも小さかった。このことから、大田を除く集落で、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。



図一 8 三角形要素と保全対象の位置

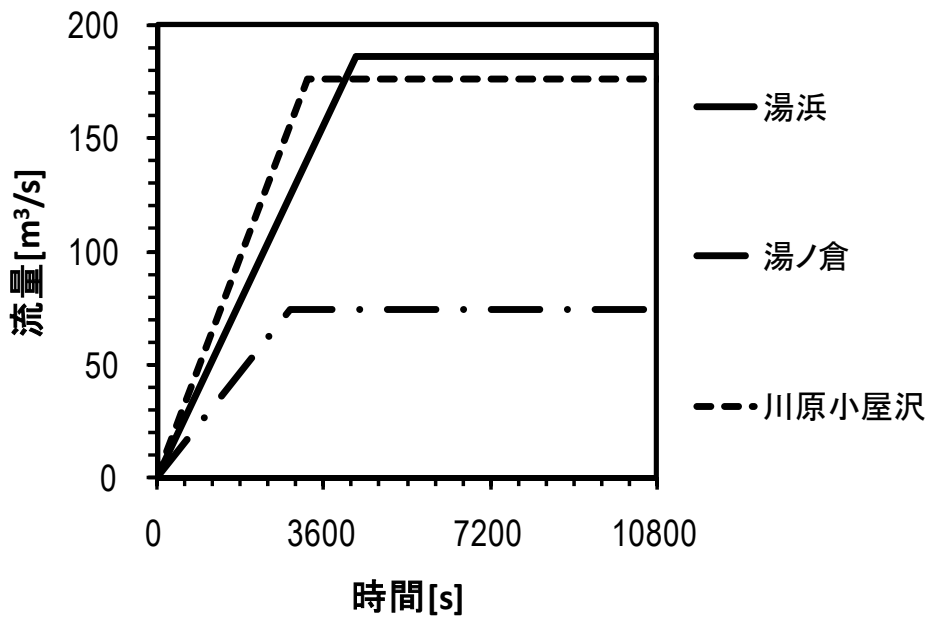


図-9 流入する水量の時間変化

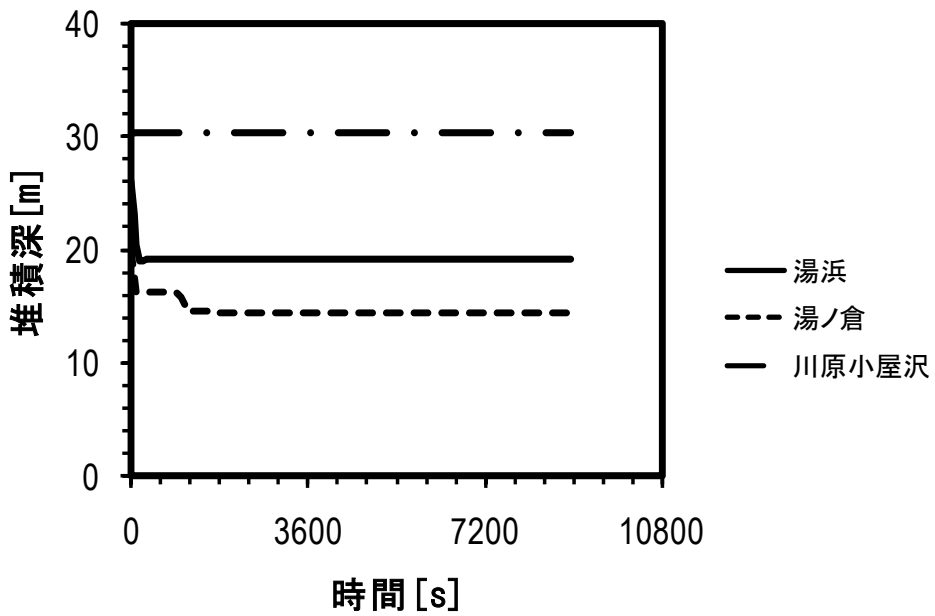
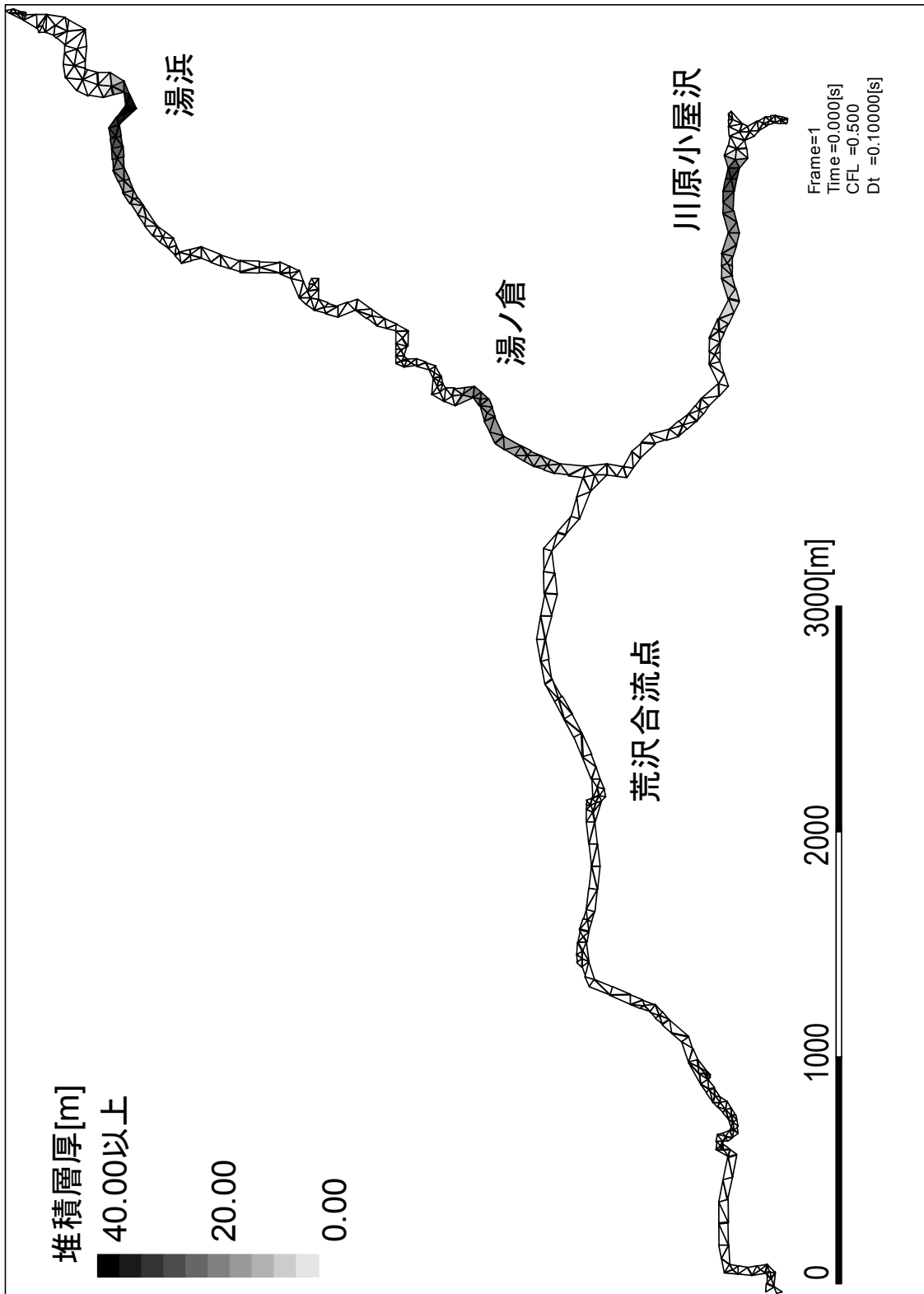


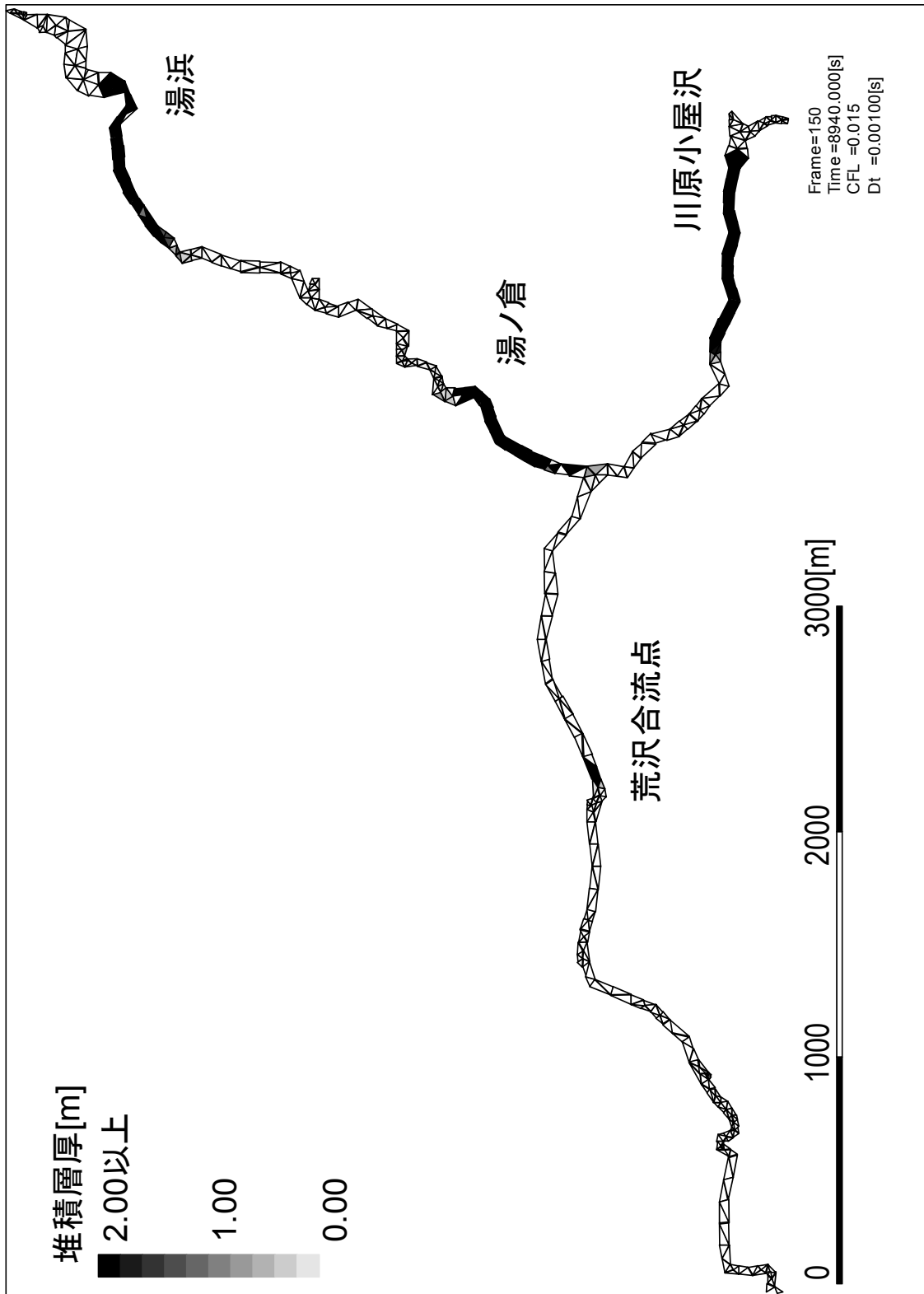
図-10 河道閉塞(天然ダム)の初期の天端付近における堆積深の時間変化





(a) 計算開始時

図-11 堆積深の時間変化 (1)



(b) 計算終了時

図-11 堆積深の時間変化 (2)

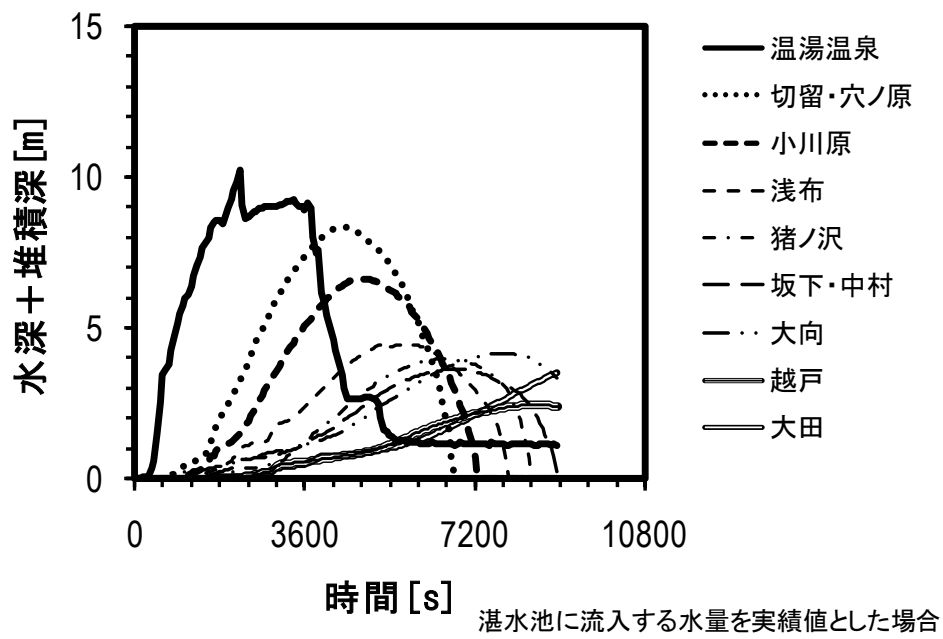
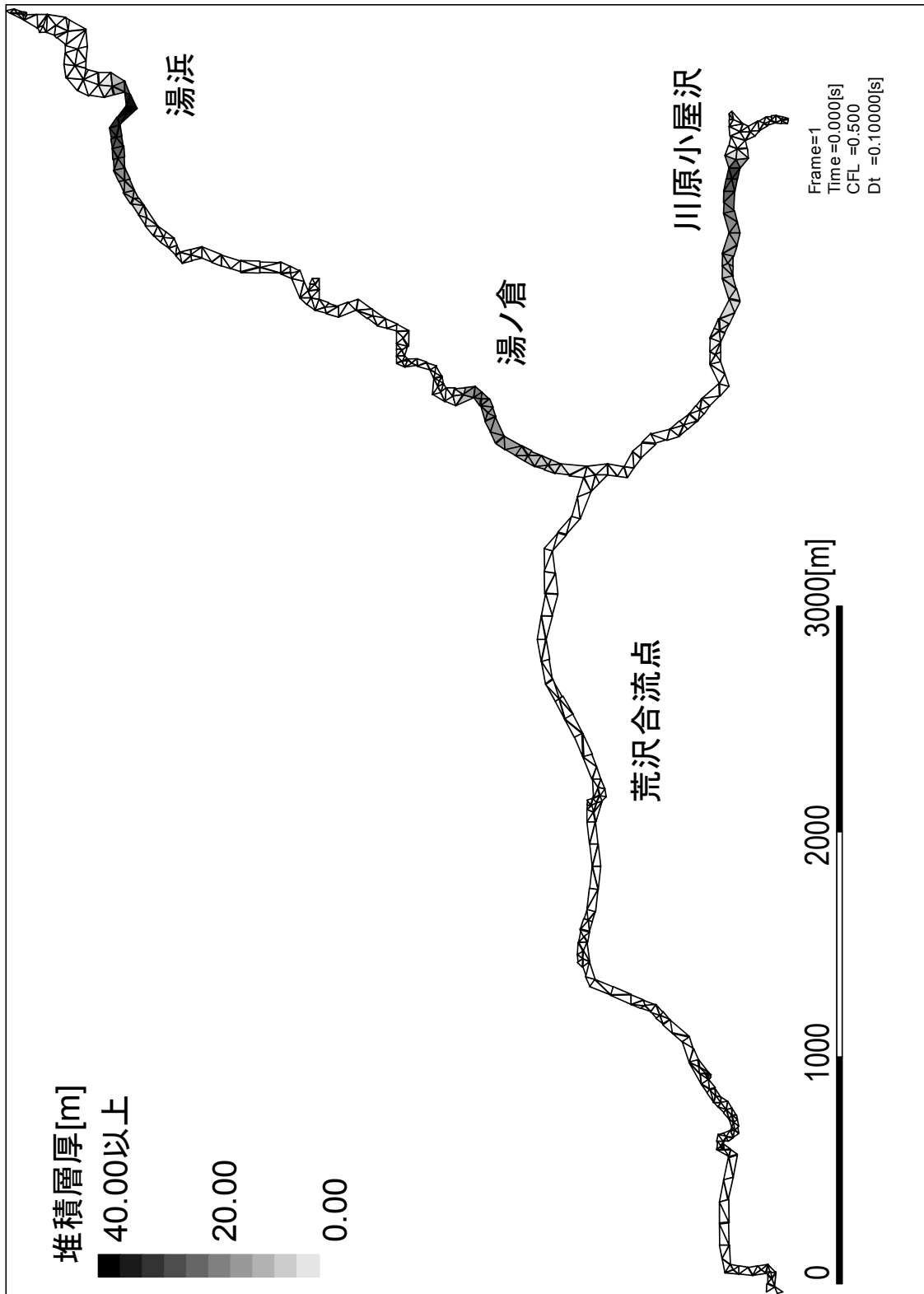
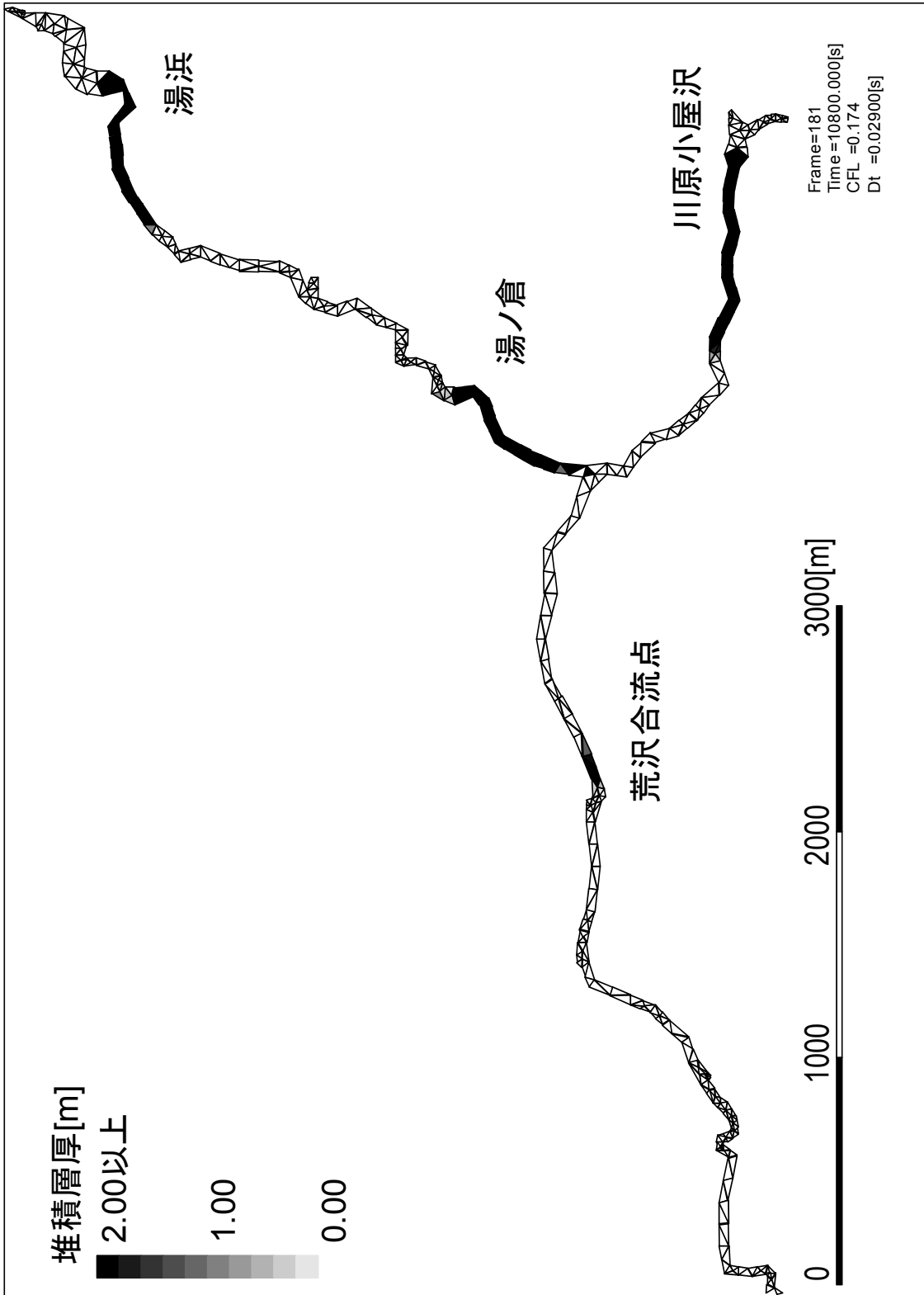


図-12 水深と堆積深の和の時間変化



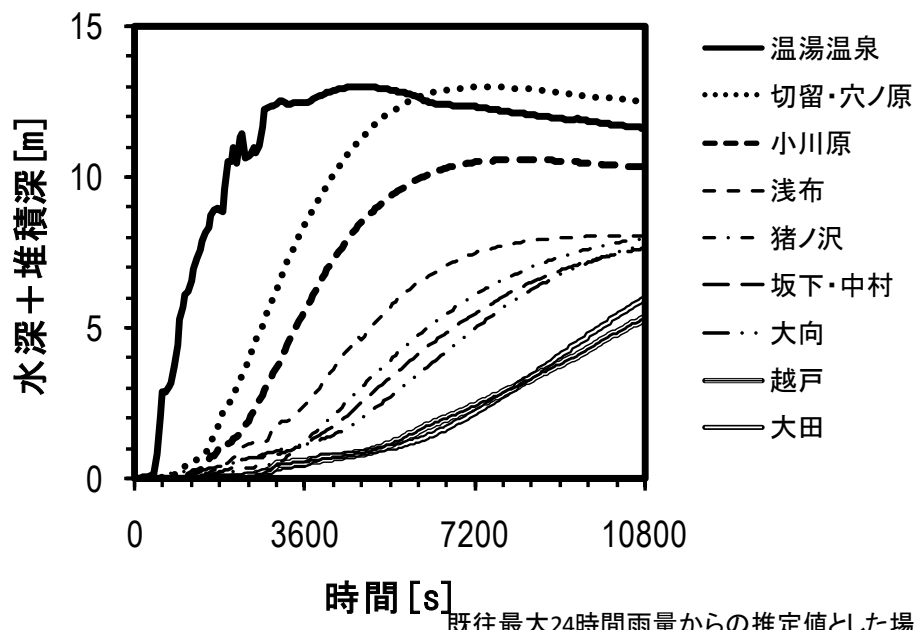
(a) 計算開始時

図一 1 3 堆積深の時間変化 (1)



(b) 計算終了時

図-13 堆積深の時間変化 (2)



図一 1 4 水深と堆積深の和の時間変化

#### 4. 危険度判定結果と実際との比較

6月30日時点では、迫川の事例では、国土交通省による応急対策の効果もあり、幸いにも天然ダムの急激な侵食とそれに伴う下流域での洪水氾濫は生じていないが、越流の開始日と浸潤線の到達日について、推定と実際を比較する。

表-6は推定と実際の比較したものである。表中の「-」は30日時点で確認できなかった事例である。越流の開始日については浅布地区の事例だけであるが、推定と実際は一致した。これは実際の水位の上昇速度から推定したことと、浅布地区の天然ダムの高さが低く、湛水池の水が天然ダムを乗り越える時間が短かったことによると考えられる。一方、浸潤線の到達日は実際には想定よりもはるかに早かった。湯浜地区と湯ノ倉地区の場合、水が天然ダムの下流端として想定した位置よりも上流側で湧き出していたことを踏まえると、天然ダムの表面が石礫で覆われており、表面近くでは水が想定よりも速く浸透する一方、複数の崩壊が一つの天然ダムを形成したことから、天然ダムの内部は均質ではなく、場所によっては水が透水しにくいところもあったことも要因となったと考えられる。

表-6 推定と実際の比較

天然ダムの地区	天然ダムの形状			地震前の河床勾配 [deg.]	推定		実際	
	高さ [m]	幅 [m]	長さ [m]		越流の開始日	浸潤線の到達日	越流の開始日	浸潤線の到達日
湯浜	45	50	1200	2.49	2008年8月3日	2013年2月24日	-	2008年6月26日
湯ノ倉	20	53	630	2.05	2008年6月28日	2011年5月30日	-	2008年6月29日
小川原	10	30	580	0.50	2008年6月17日	2015年7月14日	-	2008年6月17日
浅布	8	40	210	0.92	2008年6月17日	2009年9月6日	2008年6月17日	2008年6月16日

## 5. まとめと今後の課題

河道閉塞（天然ダム）への応急対策を検討する基礎資料として、河道閉塞（天然ダム）が決壊した場合に生じる出水による影響を検討した。検討に際しては、応急対策を講じるための時間的制約から緊急的に実施した緊急危険度評価と、詳細に検討する詳細危険度評価を行った。両者の結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 緊急危険度評価の結果から、河道閉塞（天然ダム）が決壊する過程は越流による決壊である可能性が高い。
- 2) 緊急危険度評価の結果から、温湯温泉、坂下、大田の集落では河川の流下能力が河道閉塞（天然ダム）の決壊に伴う出水のピーク流量に対して不足している。
- 3) 詳細危険度評価の結果から、湛水池に流入する水量が実績値程度であれば、温湯温泉において家屋が浸水する可能性が高い。
- 4) 詳細危険度評価の結果から、湛水池に流入する水量が既往最大 24 時間雨量に伴う出水に匹敵する程度となると、温湯温泉だけでなく他の全ての集落においても家屋が浸水する可能性が高い。

なお、緊急危険度評価と詳細危険度評価に際して用いた数値は地震後から検討の実施までの短時間で収集したものであるため、今後の詳細な調査が行われた場合に変更となる場合がある。

今回の河道閉塞（天然ダム）の危険度評価を通じて今後研究を進めていくべき項目が 2 点ほど明らかになった。一点目は河道閉塞（天然ダム）の表面が岩で覆われている場合にその表面を水が流れても、河道閉塞（天然ダム）が急激に侵食されなかったことである。小川原の河道閉塞（天然ダム）のように、湛水池の水の一部は最も高い地点を越えて下流へ流れていなかったものの、河道閉塞（天然ダム）の下流側の箇所から表面を流れていた。しかし、河道閉塞（天然ダム）では土砂や石礫が急激に侵食されて下流へ流出するという事態には至らなかった。そのため、従来のように湛水池が満水するか否かという点に加えて、河道閉塞（天然ダム）の表面の土砂或いは石礫が侵食されるかといった項目も評価していく必要がある。二点目は湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）の中を浸透して下流側に流れ出していたにも関わらず、「パイピングによる決壊」が生じなかったことである。今回の緊急危険度評価の結果によれば、湯浜と湯ノ倉のパイピングによる決壊に要する時間は 1000 日以上と非常に長いものとなった。しかし、実際には地震発生後数日あるいは数週間以内に湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）の中を浸透して下流側に流出していた。今回の事例を解析して浸潤線が河道閉塞（天然ダム）の下流端に到達するまでの時間を算出する方



法の精度を向上させる必要がある。さらに、浸潤線が河道閉塞（天然ダム）の下流端に到達して、河道閉塞（天然ダム）が急激に侵食されてしまうか否かを判断する方法も開発する必要がある。

最後になりましたが、今回の危険度判定を行うに当り現地調査の便宜を図っていただいた自衛隊の方々、河道閉塞（天然ダム）の形状に関するデータを提供していただいた東北地方整備局の方々、並びに、関係各位の皆様には感謝の意を表します。

## 引用文献

- J. Costa (1988): Floods From Dam Failure, Flood Geomorphology, p. 436-439
- 石川芳治、井良沢道也、匡尚富 (1992) : 天然ダムの決壊による洪水流下の予測と対策、砂防学会誌、Vol. 45、No. 1、p. 14-21
- 小田晃、水山高久、長谷川祐治 (2007) : 天然ダム決壊の模型実験、砂防学会誌 Vol. 60, No. 2, p. 33-38
- 建設省 (1992) : 建設省総合技術開発プロジェクト災害情報システムの開発報告書第Ⅲ巻基幹施設編、p. 353-380
- 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室 (2007) : 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説、国土技術政策総合研究所資料第 364 号、p. 46
- 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所緊急調査団 (2008) : 平成 20 年岩手・宮城内陸地震の緊急調査速報、土木技術資料 Vol. 50, No. 8, p. 4-7
- 高橋保 (1982) : 土石流の停止・堆積機構に関する研究 (3) -土石流扇状地の二次侵食-、京都大学防災研究所年報第 25 号 B-2、p. 327-348
- 高橋保、中川一 (1992) : 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、p. 231-248
- 高橋保 (2004) : 土石流の機構と対策、近未来社、p. 157
- 高橋保 (2004) : 土石流の機構と対策、近未来社、p. 127-129
- 田畑茂清、池島剛、井上公夫、水山高久 (2001) : 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
- 水野秀明、小山内信智、沖中健起 (2006) : 天然ダムの湛水池への段波の突入による水位変化に関する影響に関する研究、国総研資料第 333 号、p. 27-32
- 水山高久、石川芳治、福本晃久 (1989) : 天然ダムの破壊と対策、土木技術資料 Vol. 31, No. 11, p. 50-56

-----  
国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No.522

March 2009

-----  
編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 国土技術政策総合研究所

企画部 研究評価・推進課 TEL029-864-2675