

第3回 松山市城山斜面崩壊・緑町土砂災害調査速報会

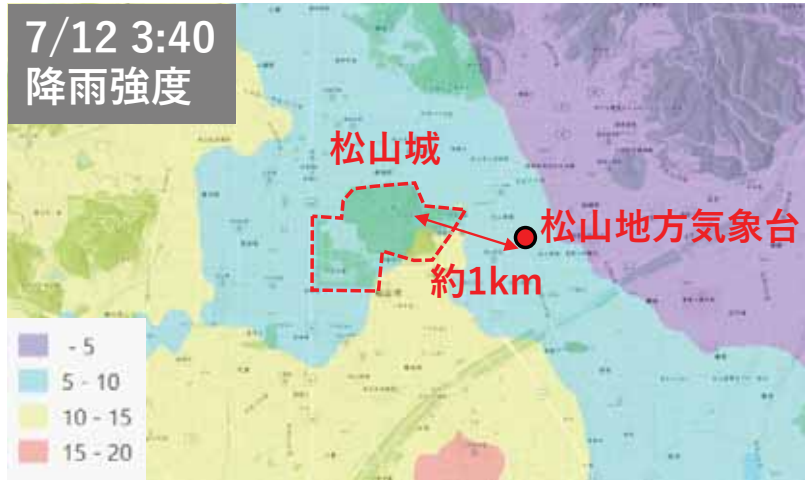
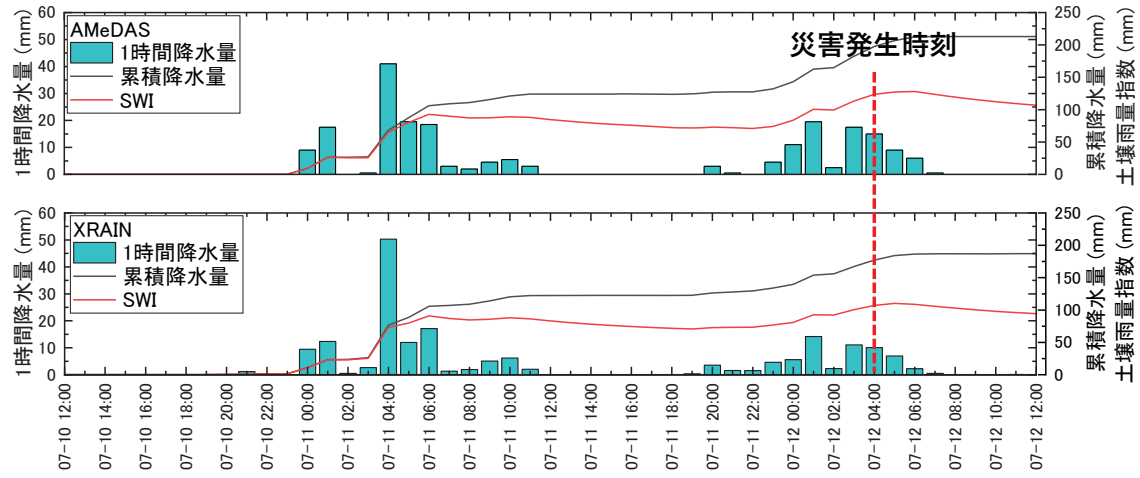
GIS解析を用いた斜面不安定化要因の考察

2024年8月10日

愛媛大学大学院理工学研究科 講師 小野 耕平

愛媛大学大学院理工学研究科 教授 岡村 未対

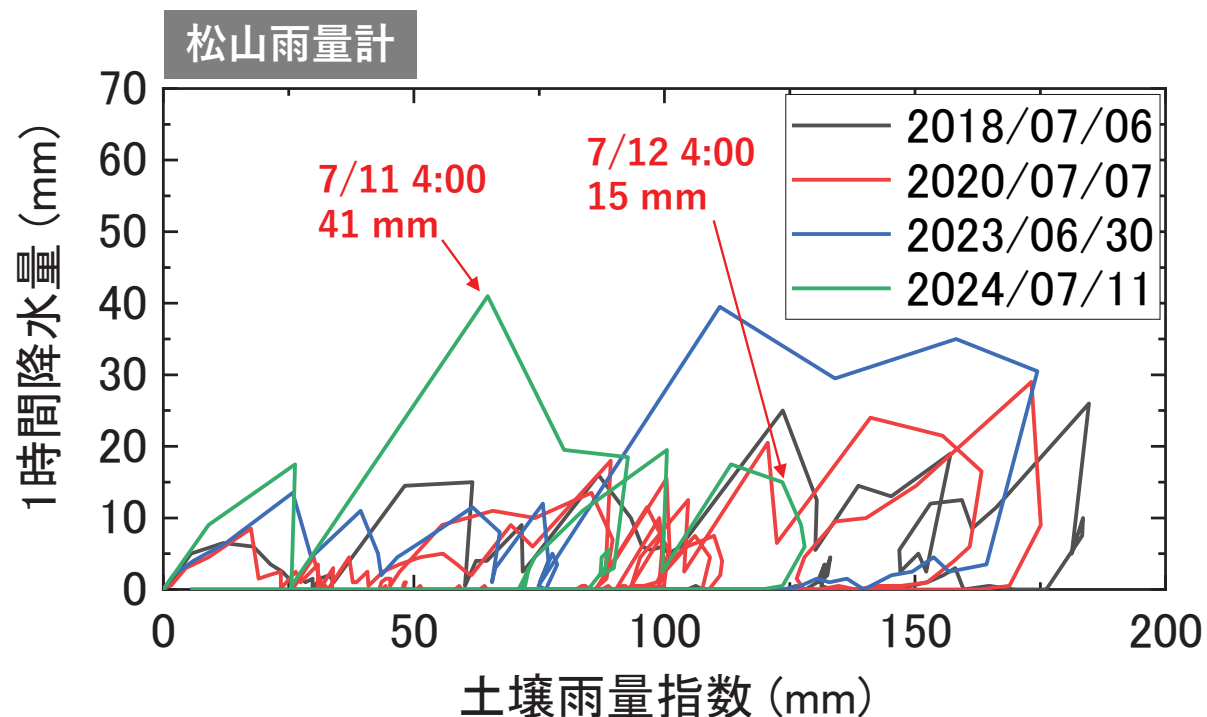
降雨の状況：XRAIN



- 降水量，累積降水量，土壤雨量指数，いずれにおいても崩壊現場での局所性は認められない。
- 雨量計の計測データを，災害発生地点のデータとみなして良い。

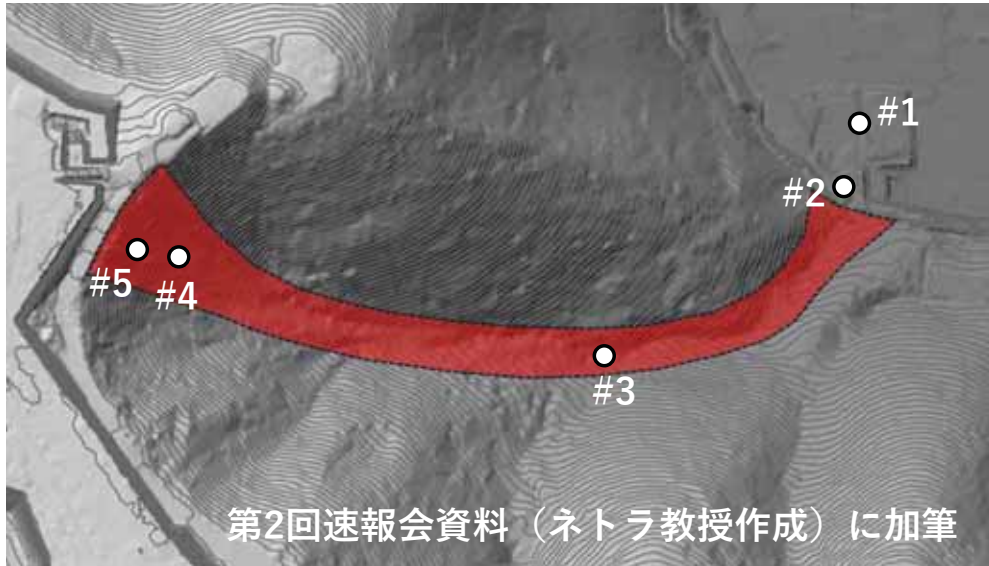
降雨の状況：過去の豪雨との比較

	日雨量50mm 以上の日数	日雨量100mm 以上の日数
2018年	10	4
2019年	4	0
2020年	4	1
2021年	6	0
2022年	1	0
2023年	6	3
2024年	8	2

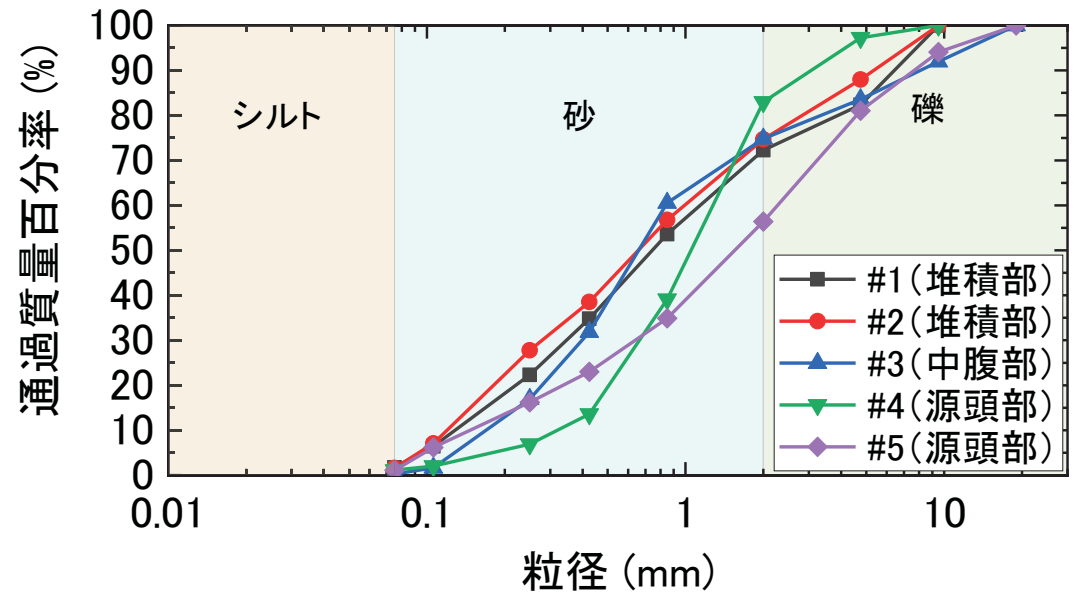


- H30年7月豪雨以降、今回と同等以上の降雨は少なくとも2度（2020・2023年）経験しており、今回の降水量が過去数年の降雨と比べて極端に多いわけではない。
- 雨の降り方を2023年と比較すると、最大1時間降水量・降雨継続時間は同程度、最大土壌雨量指数は7割程度である。

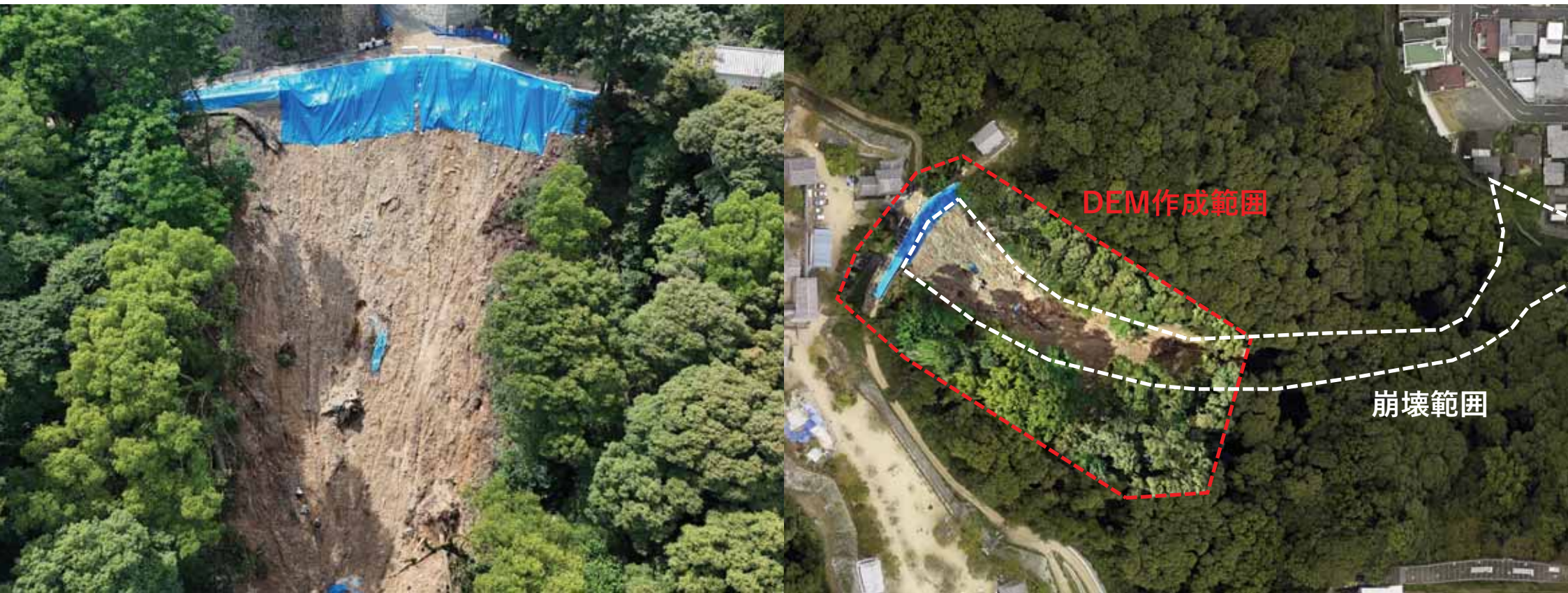
土砂の物理特性



	堆積部	斜面源頭部
含水比	24-29% (7/18採取)	13% (7/20採取)
平均粒径	0.6 mm程度	1 mm程度
細粒分含有率	2%程度	1%程度
せん断抵抗角	-	41-45°



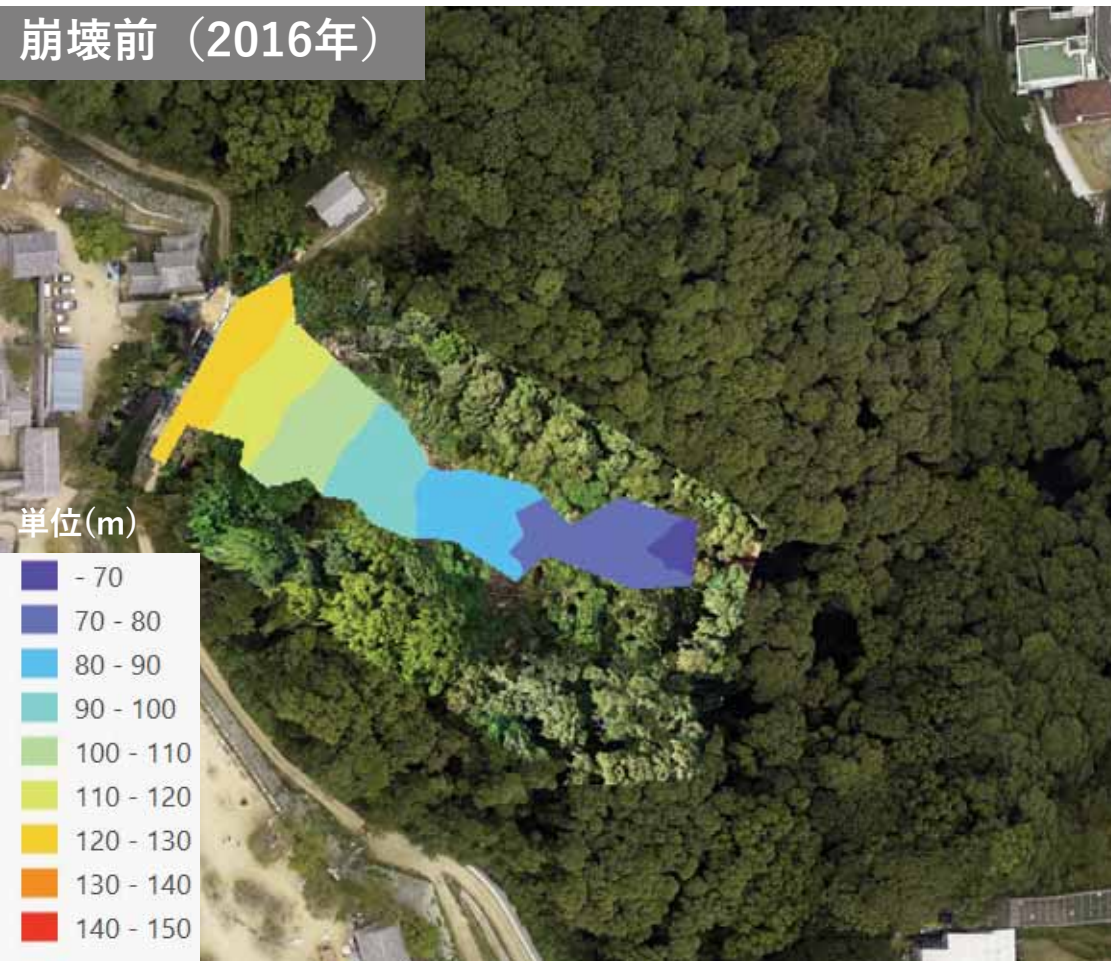
- 堆積部の土砂は飽和して泥濁化しているが、含水比はそれほど高くない。
- 平均粒径は堆積部より源頭部の方がやや大きいですが、いずれも細粒分はほとんど含まず、砂主体である。



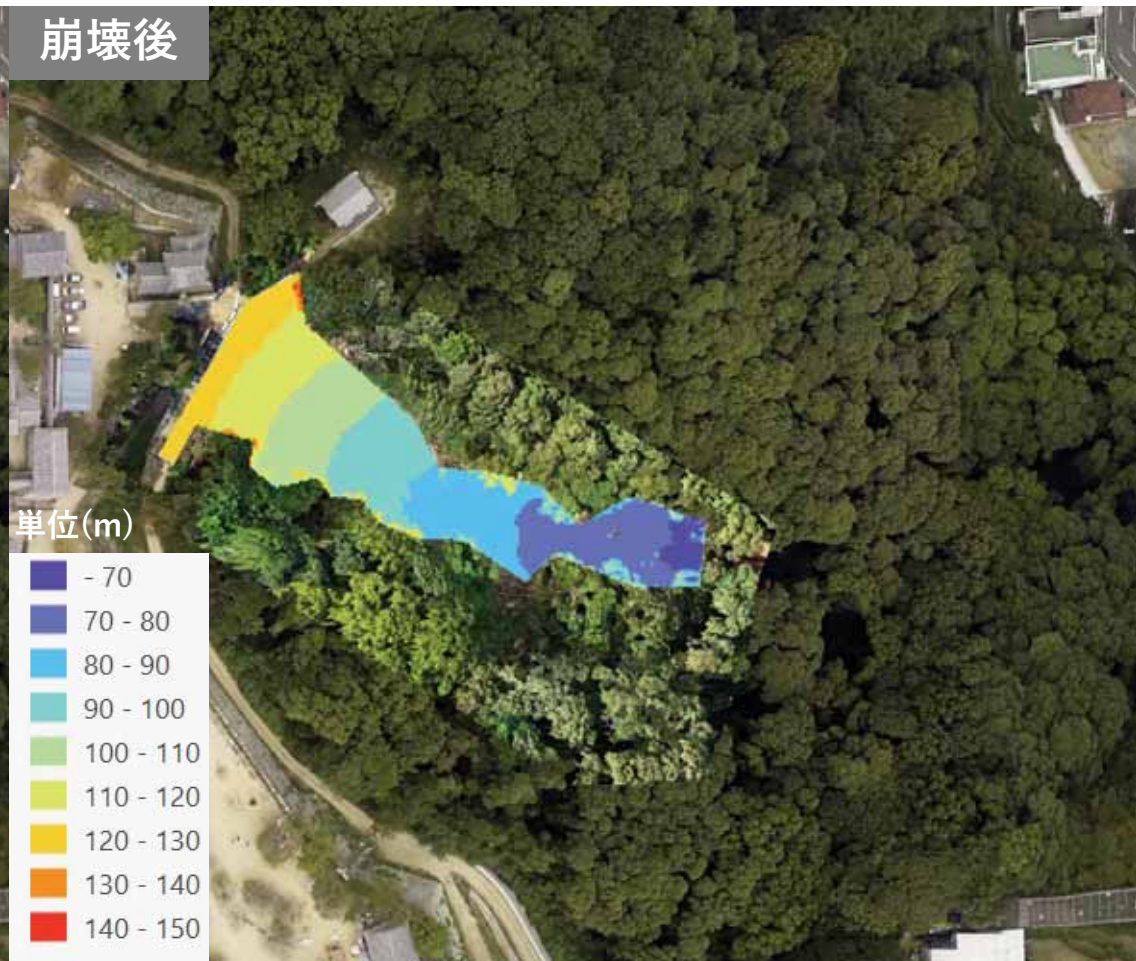
- 空中写真を基に、数値標高モデル（DEM）を作成。
- モデルの作成は、樹木の写り込みが少ない上流部でのみ実施（下流部は未作成）。

GIS解析：崩壊範囲の数値標高

崩壊前（2016年）

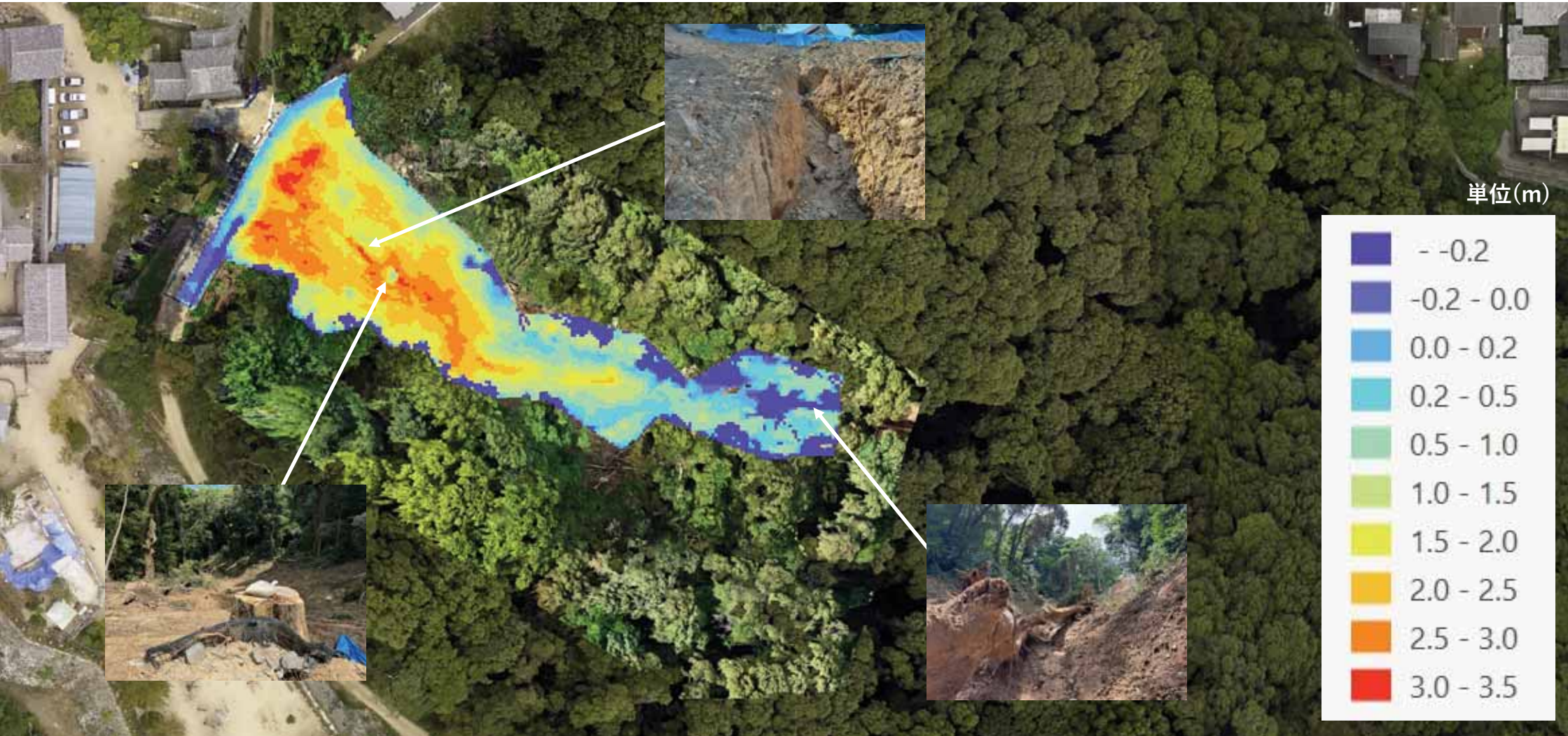


崩壊後



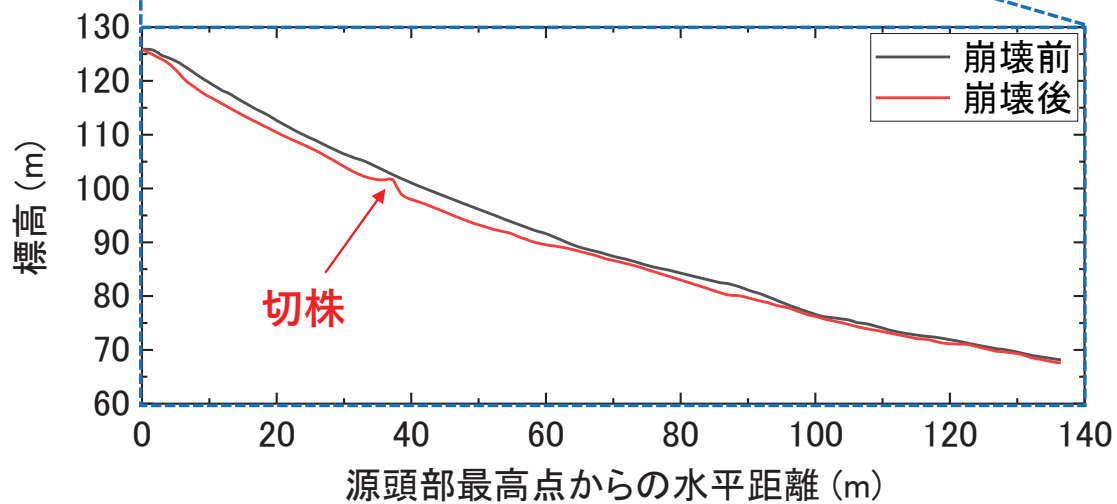
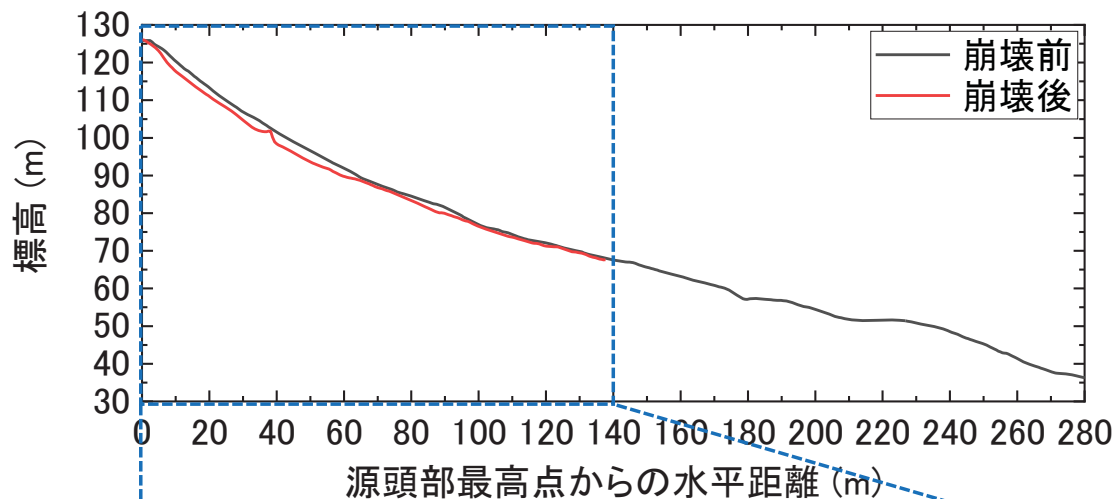
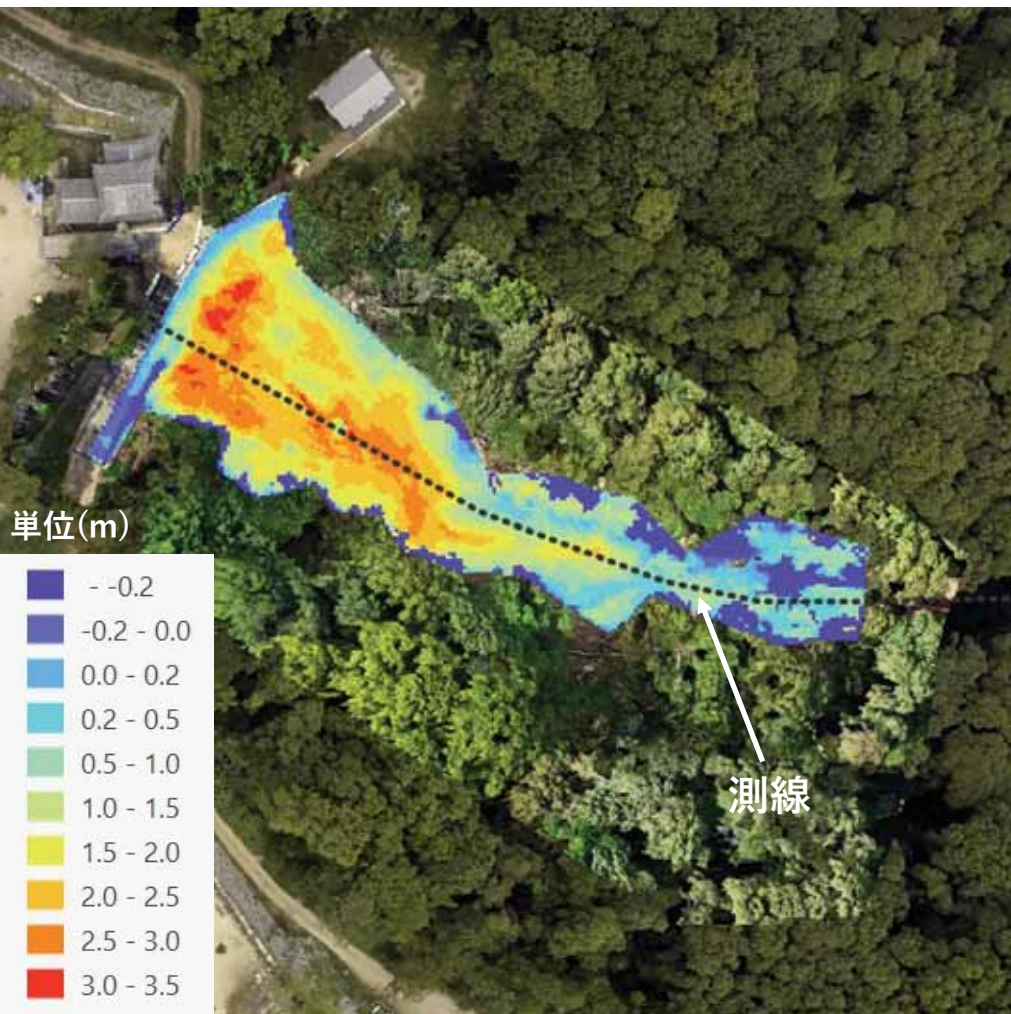
- 崩壊前のデータは、2016年に取得された航空レーザー測量データ（松山市市街地整備課提供）を参照。
- 樹木の高さを除去した数値地形モデル（DTM）である。

GIS解析：崩壊前後の標高差



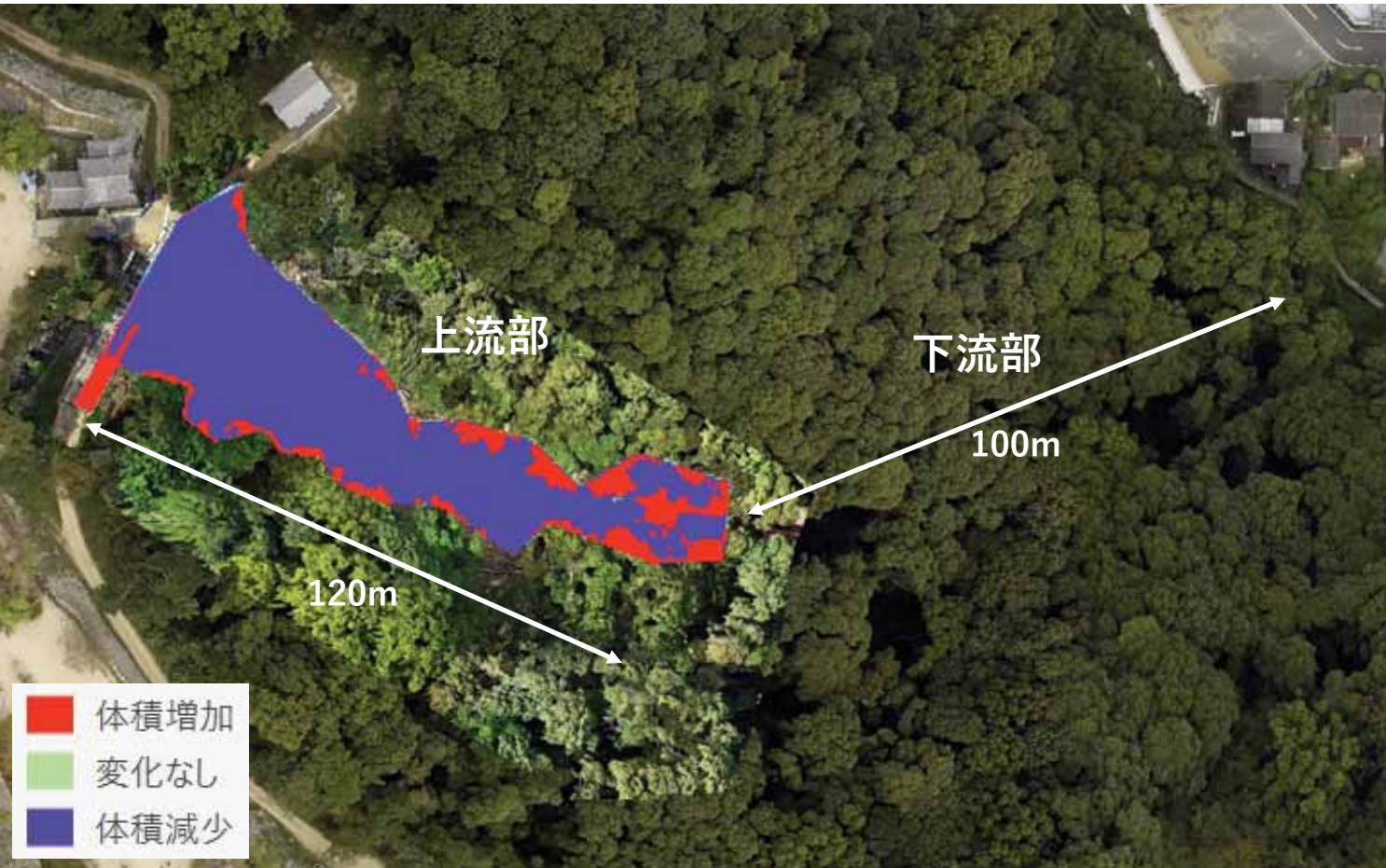
• 擁壁近くでは最大で3.5m程度，平均的には2~3m程度，下流側では0.5~1m程度の厚さの崩壊。

GIS解析：崩壊前後の断面図



- 擁壁近くでは最大で3.5m程度、平均的には2~3m程度、下流側では0.5~1m程度の厚さの崩壊。

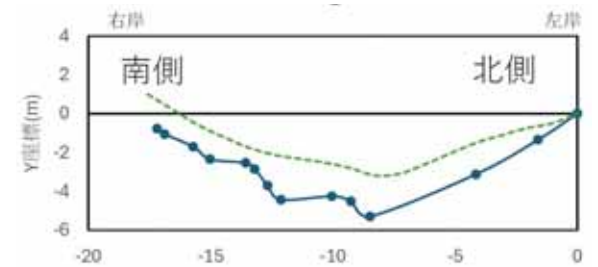
GIS解析：崩壊土砂量の推定



上流部

体積減少部の合計 = 約3200 (m³)

下流部



第2回速報会資料 (森脇教授作成) 参照

⇒ 幅 15 (m) × 厚さ 1 (m) × 長さ 100(m)
= 約1500 (m³)

	体積減少量
上流部	約3200 m ³
下流部	約1500 m ³
合計	約4700 m ³



中野氏・久保氏撮影



1回目の崩壊による想定堆積範囲

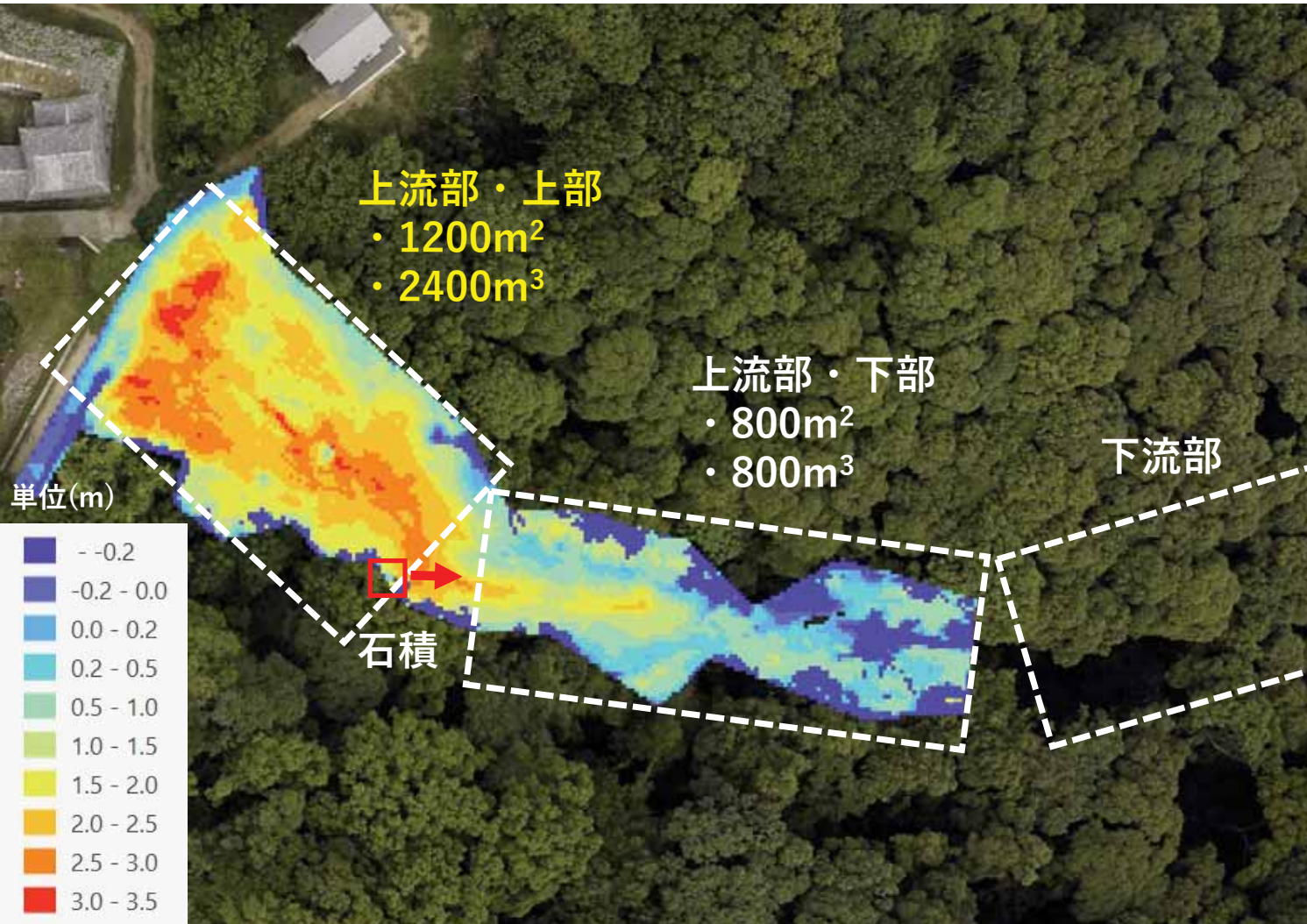


2回目の土砂による想定堆積範囲



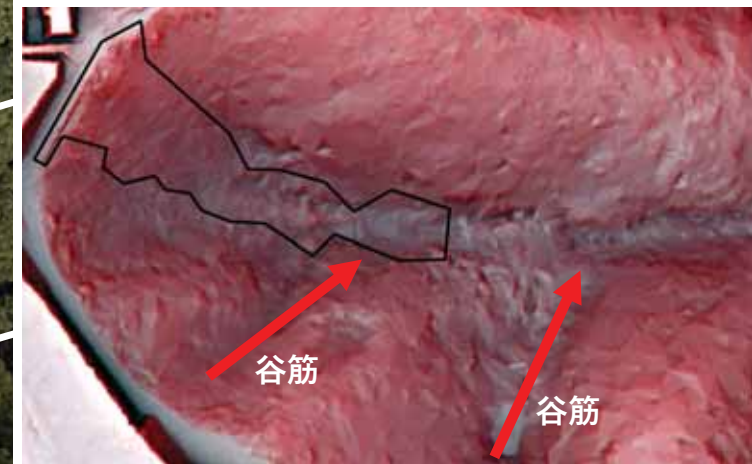
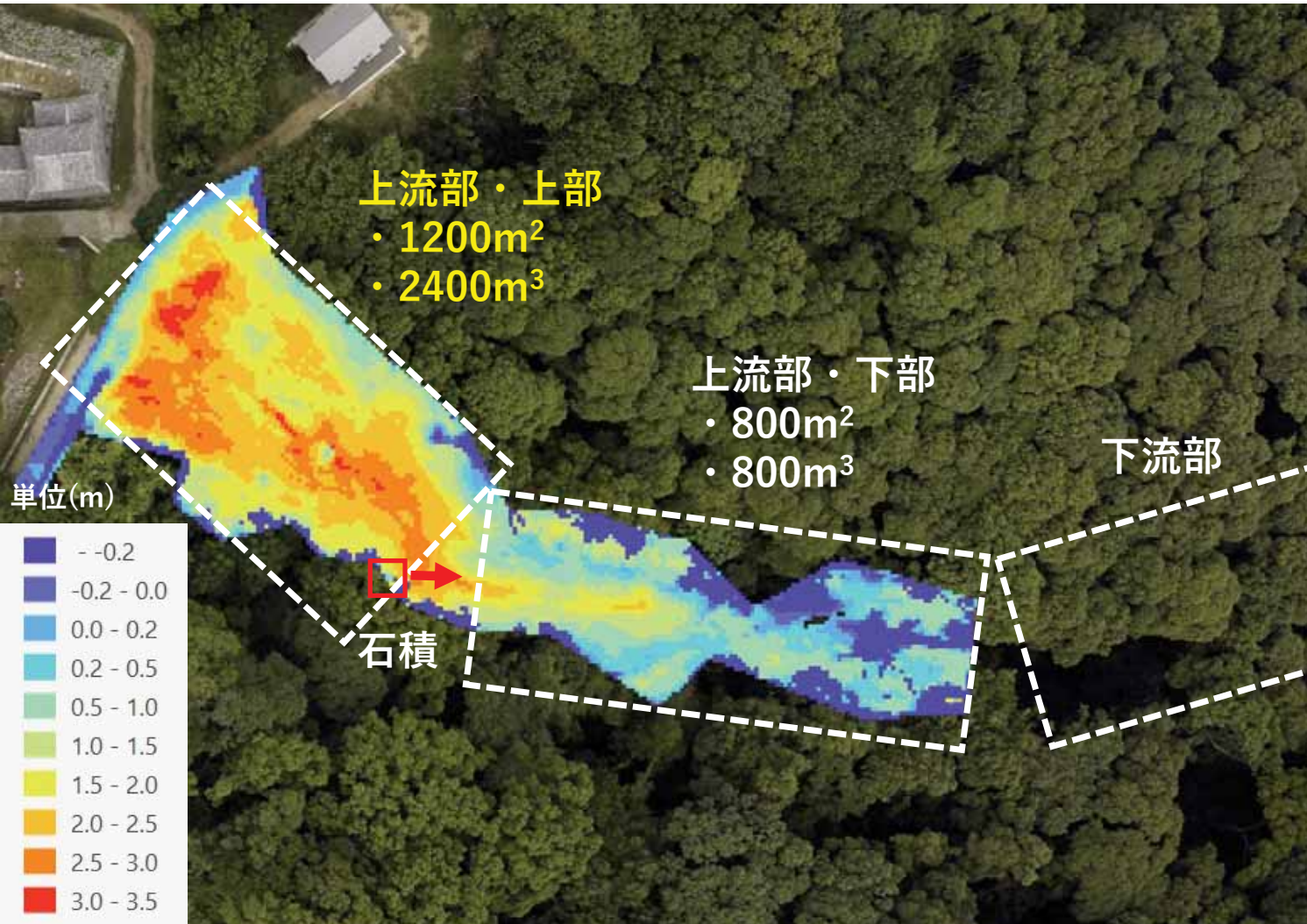
- 崩壊土砂の流下は、**複数回**にわたり発生。**3:57**の土砂は泥濘化しておらず道路に達していないが、**4:56**に流下した土砂は**泥濘化**している。その後も、何度か泥濘化した土砂の流下が確認されている。
- 動画より、泥濘化した土砂が覆う範囲は約500m²。
- 堆積厚さを1mと仮定すると、堆積土砂量は、 $1500\text{m}^3 + 500\text{m}^3 \times 3\text{回} = 3000\text{m}^3$ 。

斜面を不安定化させる水量の推定



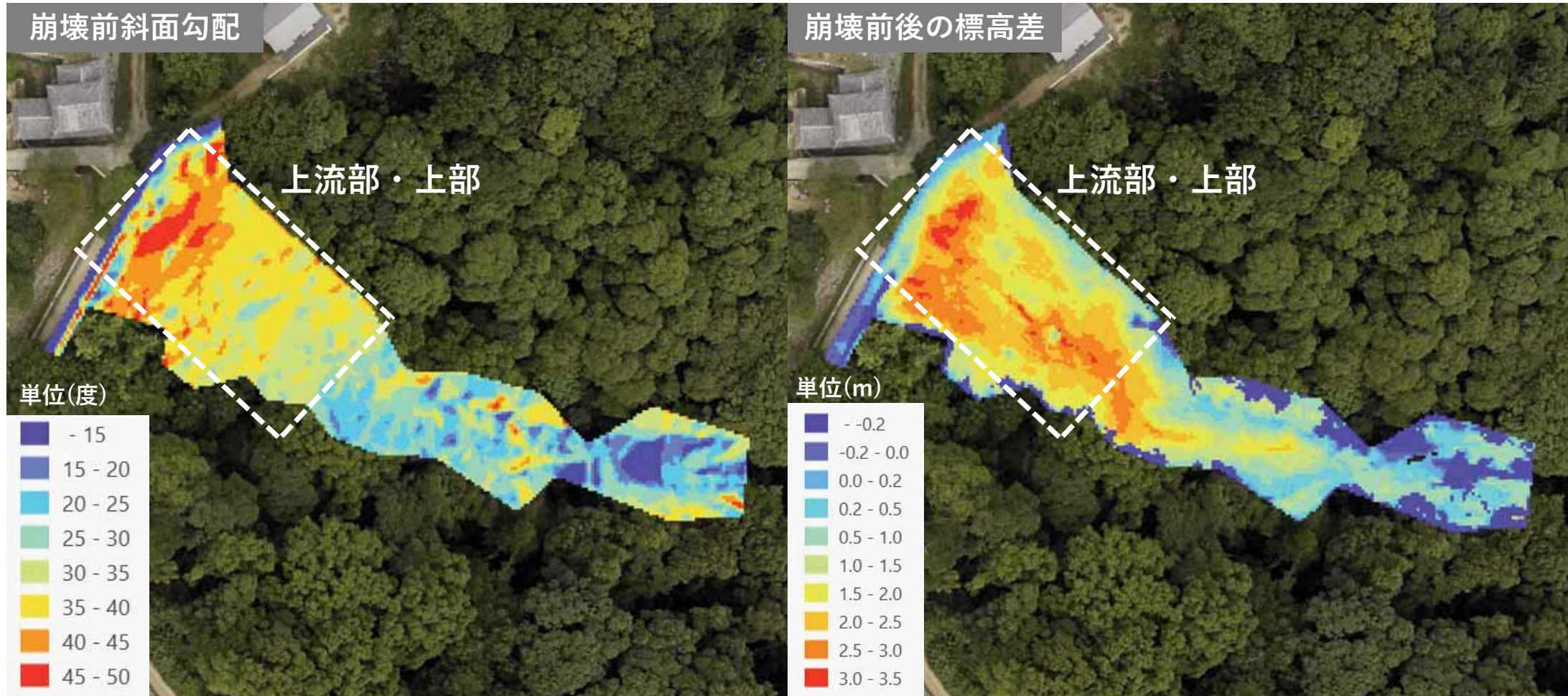
- 土砂の崩壊厚さや斜面勾配が変化するあたりで、上流部を上部と下部に分割。

斜面を不安定化させる水量の推定



・ 下流部では、土砂を流下させるのに十分な水の供給があったと推察。

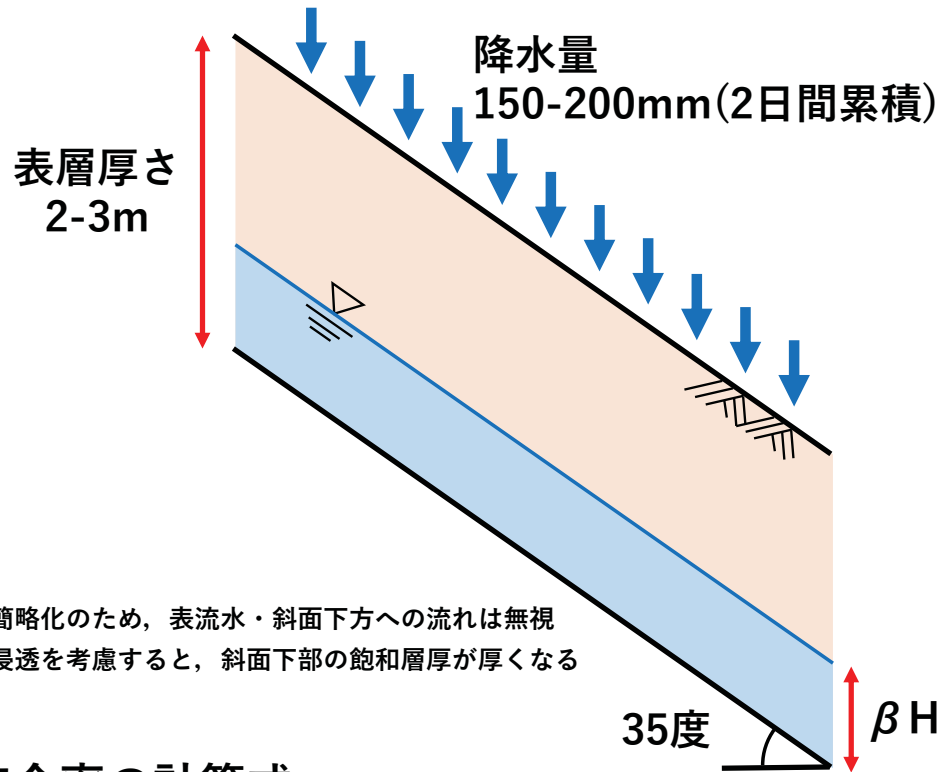
斜面を不安定化させる水量の推定



- 上流部・上部の崩壊前の斜面勾配は、35度と仮定。
- 上流部・上部の崩壊前の表層厚さは、2~3mと仮定（実際には滑り残っている土砂もある）。

斜面を不安定化させる水量の推定

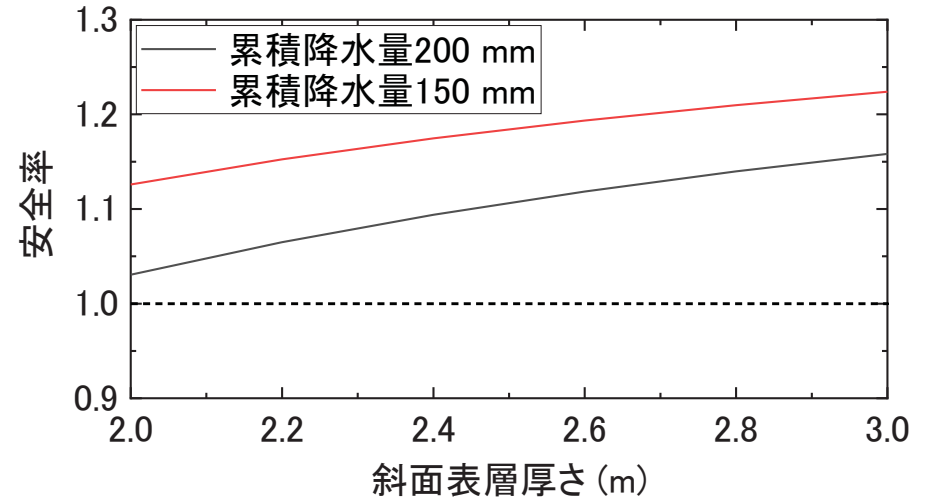
直線斜面の安定計算



※ 簡略化のため、表流水・斜面下方への流れは無視
 ※ 浸透を考慮すると、斜面下部の飽和層厚が厚くなる

計算パラメータ

初期含水比	13 (%)
乾燥密度	1.6 (g/cm ³)
降水量	0.15-0.20 (m)
表層厚 : H	2.0-3.0 (m)
地下水位上昇量 : βH	0.80-1.16 (m)
せん断抵抗角	45 (度)

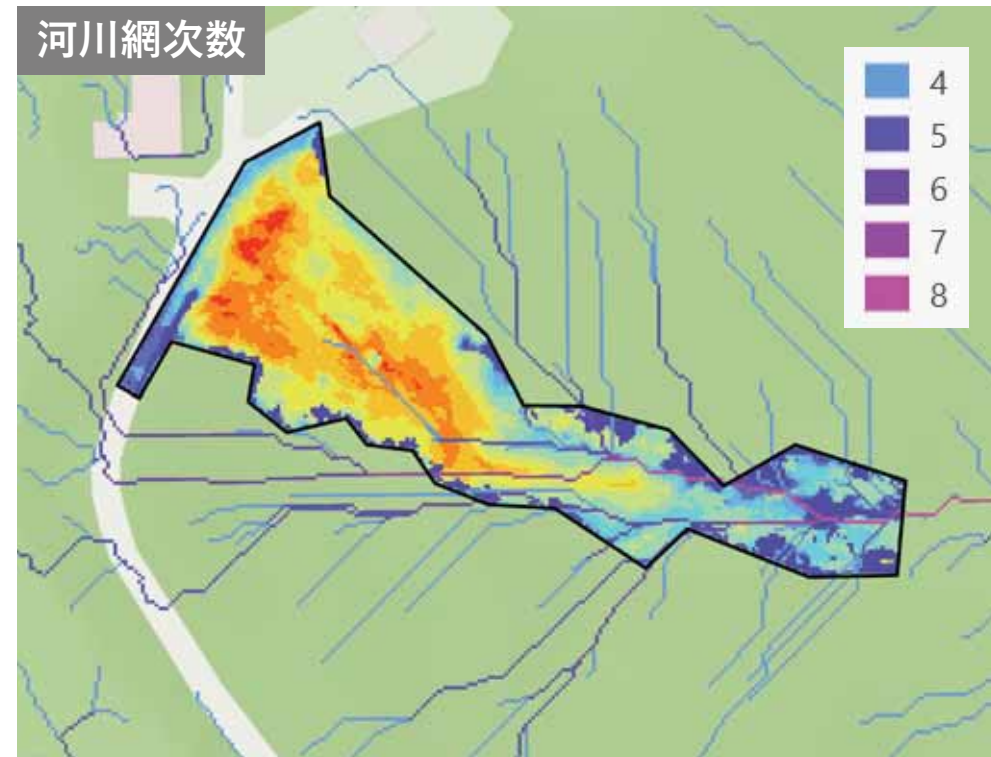
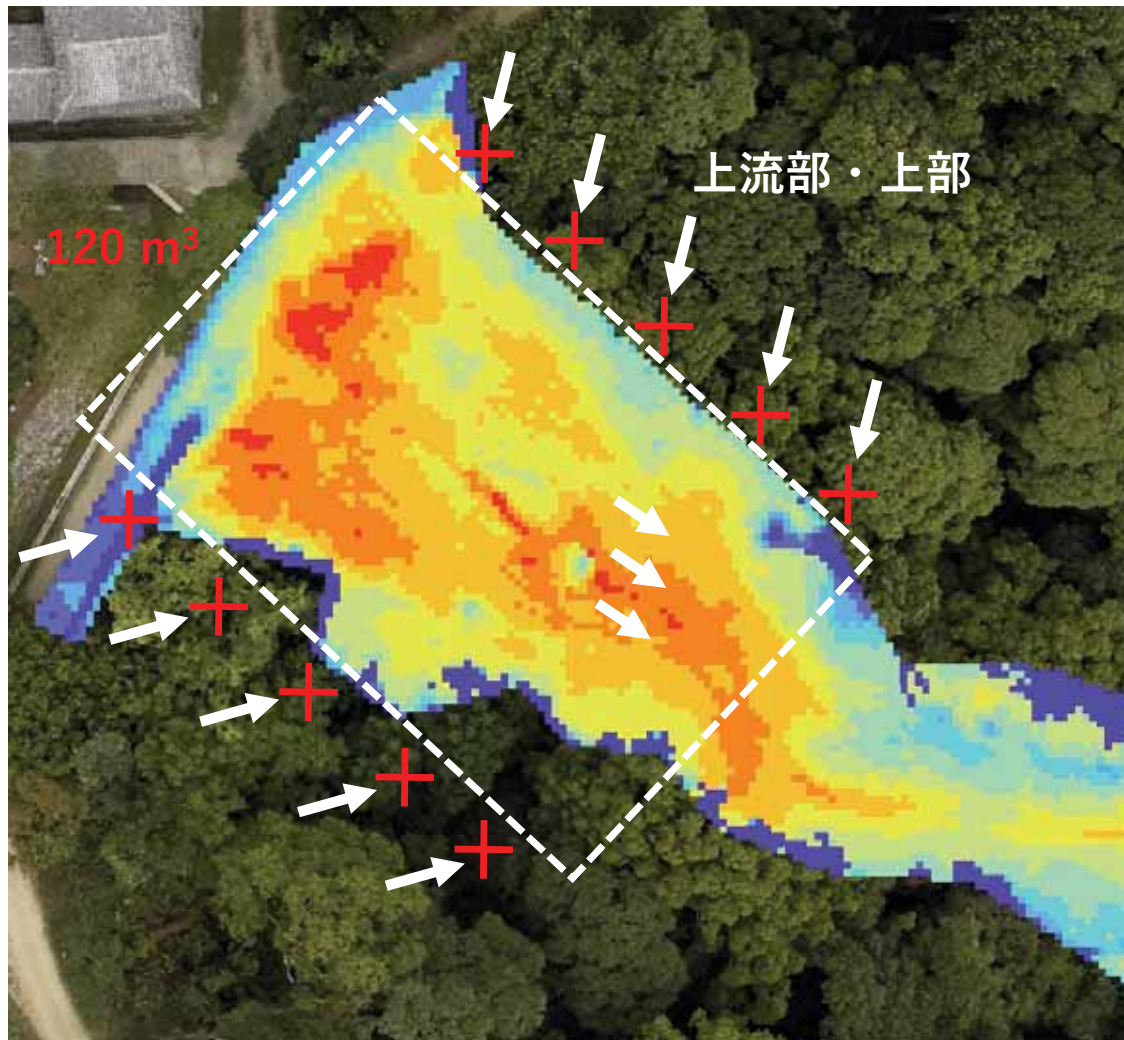


- 降雨の水量だけでは、**Fsは1を切らない (崩壊しない)**
- **Fs<1** となるには、**地表面から浸透する雨水以外で +0.5m 程度の地下水位の上昇 (水の流入) が必要**
- これは、上流部・上部で**約120m³**の水量に相当

安全率の計算式

$$F_s = \frac{(1-\beta)\gamma_t + \beta\gamma'}{(1-\beta)\gamma_t + \beta\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

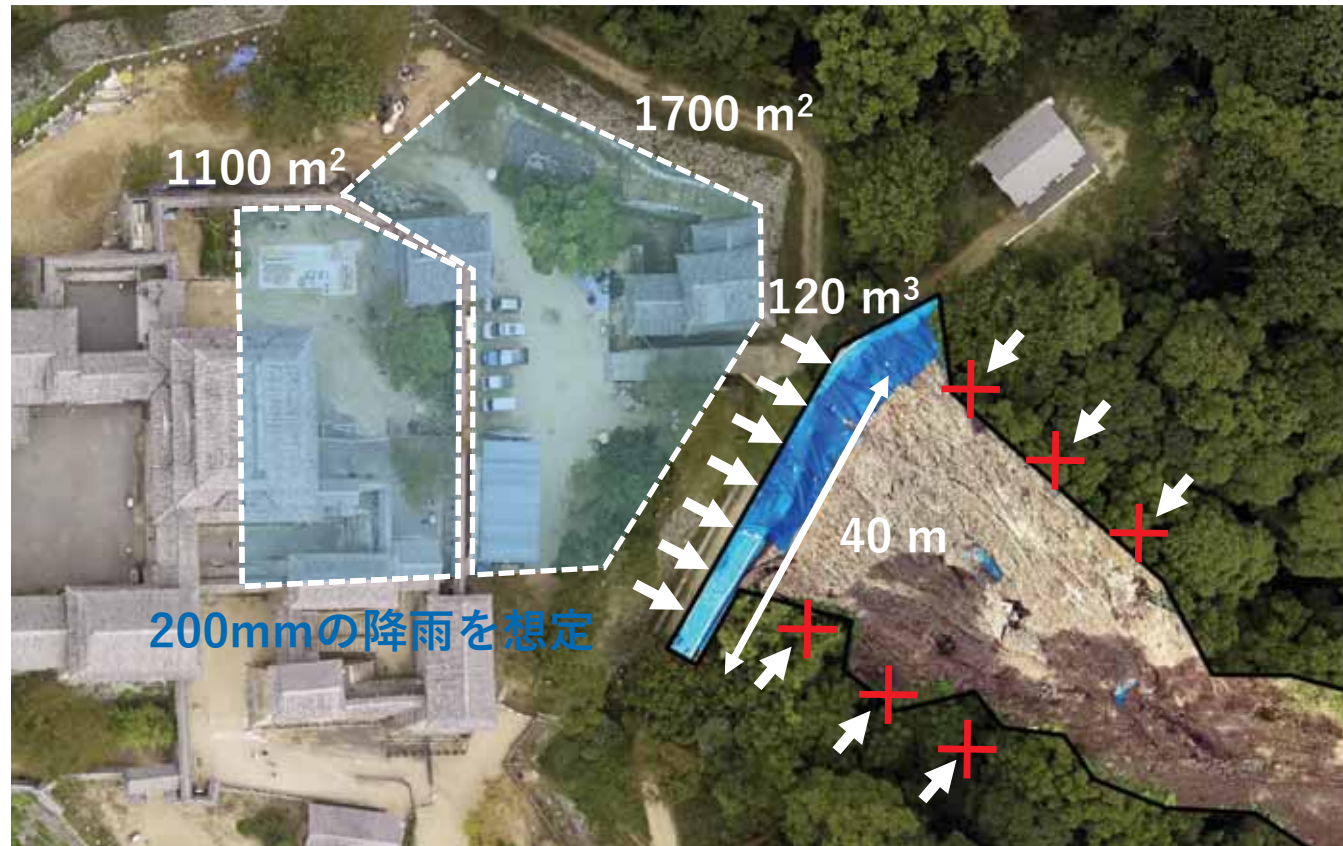
斜面を不安定化させる水量の推定



- 上部は、側面からの流入が困難であり、斜面傾斜に沿って流下するため斜面中央部には到達しない？

斜面を不安定化させる水量の推定

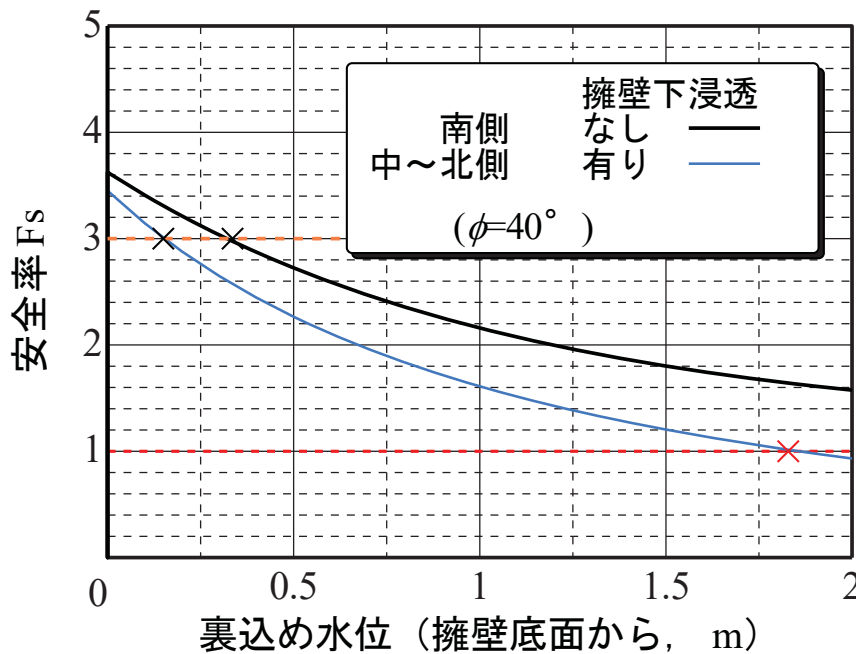
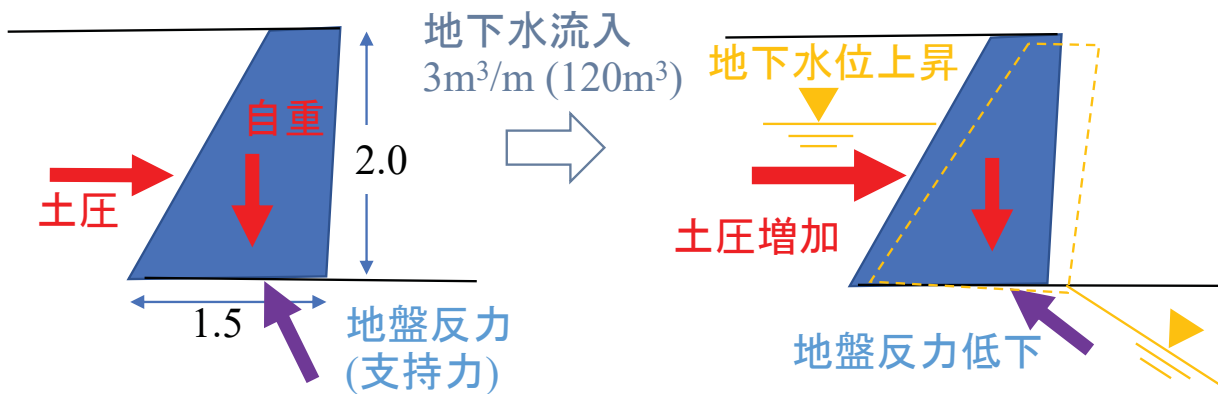
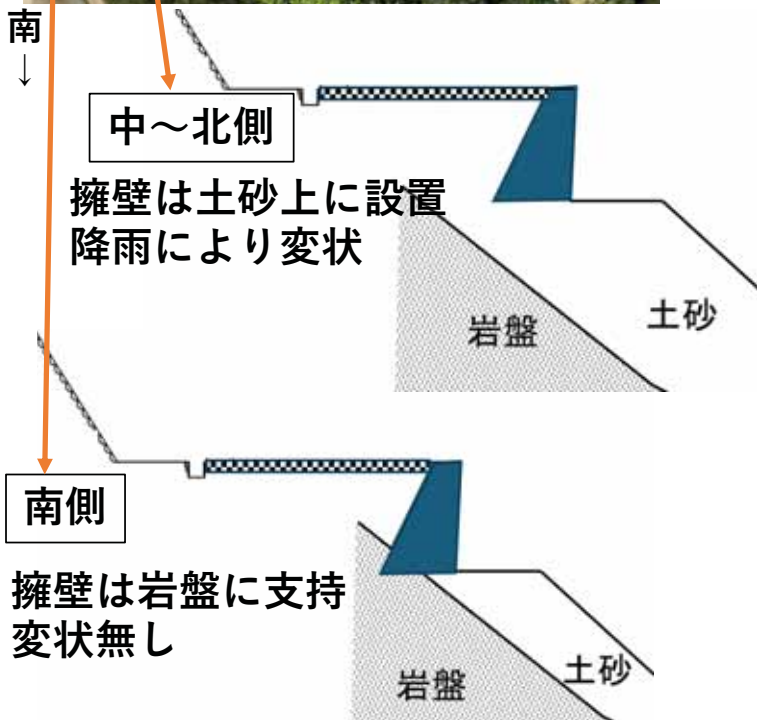
16



- 集水面積2800m²に、累積で200mmの降水量を想定すると、水量は約560m³。
- 必要流入水量は約120m³であるため、降水量の21%に相当する（今後、詳細な浸透流解析が必要）。
- 約120m³の水量が、幅40m、深さ2mの範囲に2日間かけて流入することを想定すると、流速は 8.7×10^{-6} m/sであり、透水係数（ 1.0×10^{-4} m/s）よりも十分に小さいオーダーである。

緊急車両用道路擁壁の不安定化

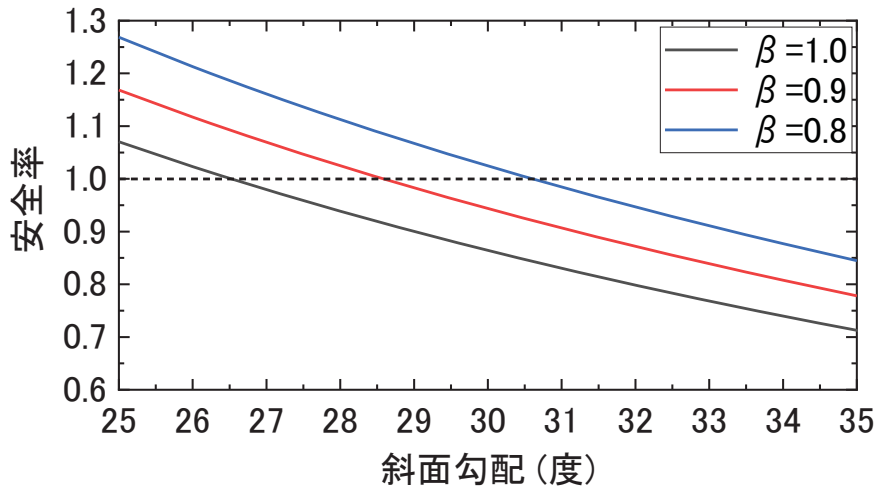
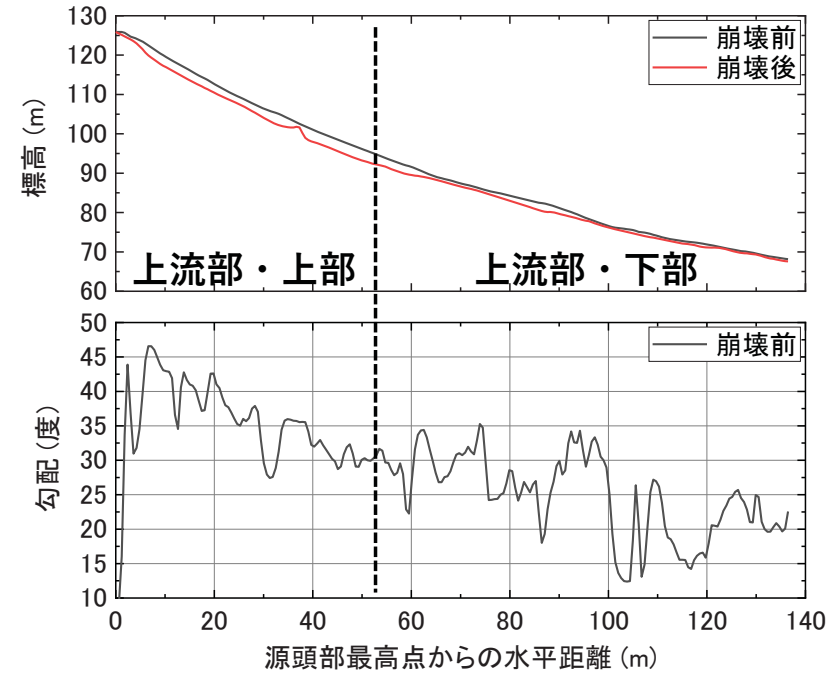
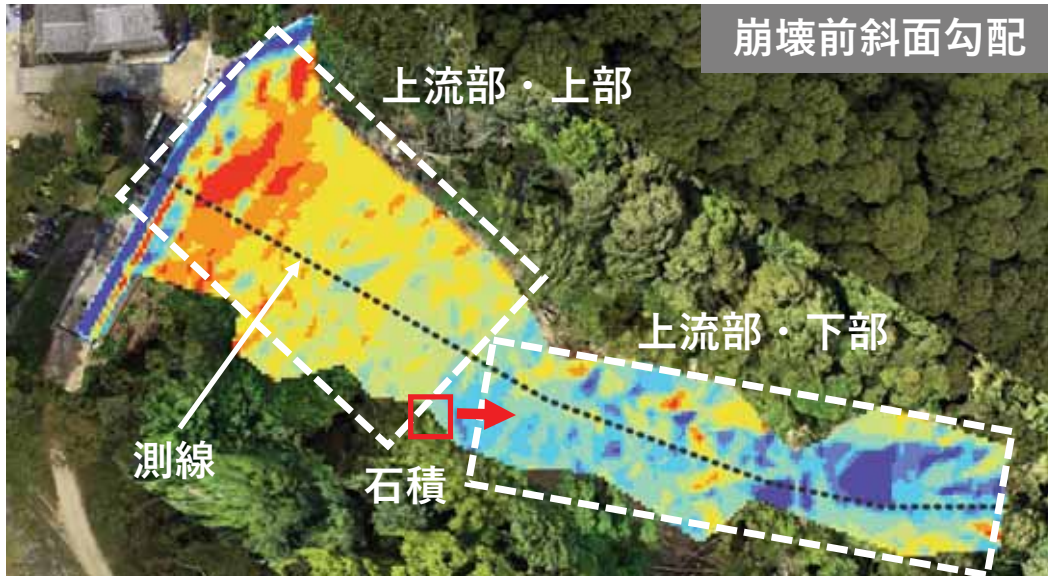
↑北
緊急車両用道路
南↓



中～北側擁壁：
水位上昇と共にFsは大きく低下し、1.0を割込み崩壊することが裏付けられる。

南側擁壁：
地下水位が上昇するとFsは3を下回るが、最低でも1.5(安定)を保持する。

中腹部から崩壊したシナリオ



- バラツキはあるが、上流部・下部の斜面勾配は25~30度程度である。
- 勾配が25~30度の斜面で安全率が1を下回るには、 β が0.8以上になる必要があり、多くの水量が必要。

⇒ 上流部中腹から崩壊が開始するシナリオは考えにくい？

まとめ

➤ GIS解析を用いて、土砂流出量と斜面を不安定化させた水量を概算評価した。

1. 土砂流出量

- 上流部から約3200m³、下流部から約1500m³と見積もられた。

2. 斜面を不安定化させた水量

- 上流部：降雨（累積150~200mm） + 約200m³の流入
内訳 【上部：降雨 + 約120m³の流入】
【下部：降雨 + 約80m³の流入】
- 下流部には石積からの流入や、沢からの流入があり、斜面崩壊を発生させるに十分な水の供給があったものと考えられる（今後、定量的な検討は必要）
- 上流部上部の崩壊と道路擁壁の変状を説明するには、擁壁下を通る水の流入を考慮する必要がある。その場合、2日間で約120m³の水量が擁壁下から浸入したものと考えられる。

- ### 3. 以上の水の流入を考慮することにより、道路擁壁の変状から上流部の崩壊、下流部の流動化した土砂の流下を説明できる。