

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会
第 3 回委員会資料

- (2) 土砂流出の発生箇所の推定
(1 回目土砂流出の発生位置の詳細検討)

令和 6 年 10 月 11 日

< 目 次 >

3. 発生メカニズムについて

(2) 土砂流出の発生箇所の推定

(1回目土砂流出の発生位置の詳細検討)

1. 土砂流出斜面の安定度の試算	1
2. 上流部（上部）の安定性の検証	5
3. 地下水解析について	9
【巻末資料】土質定数について	13

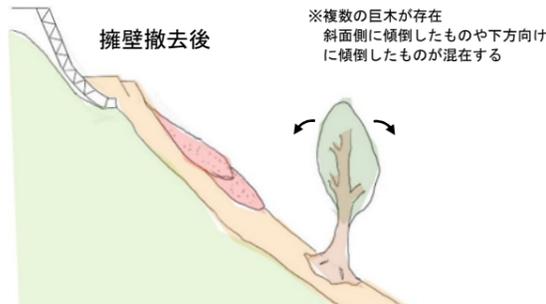
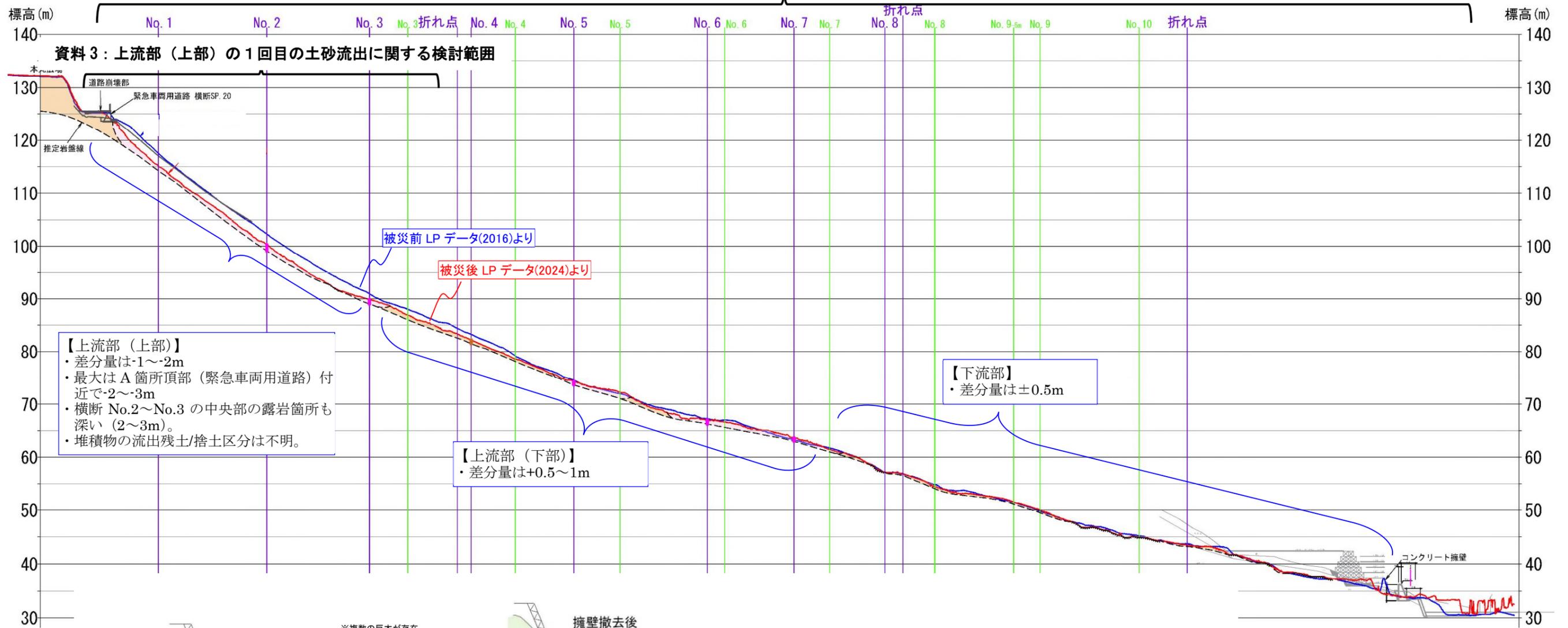
1. 土砂流出斜面の安定度の試算

1.1. 検討条件

資料2は、既往事実から土砂流出箇所全体の発生メカニズムを検討した。その結果、1回目の土砂流出は、下図に示すように上流部（上部）斜面のいずれかから発生したことが想定された。

そのため、資料3は、1回目の土砂流出発生源と推定される上流部（上部）（下図）に着目して、その発生位置の検討を行い詳細なメカニズムと恒久対策に必要な素因と誘因検討の基礎資料とした。

資料2：土砂流出の全体のメカニズムの推定範囲



可能性1：A箇所上部（緊急車両用道路付近）が起点となった場合



可能性2：A箇所（上流部（上部）斜面）末端部が起点となった場合（30m以上の巨木倒木が原因）

- ・ 1回目の土砂流出の発生源が上流部（上部）のいずれかと仮定（可能性1・可能性2）。
- ・ 本章は以下を検討する。
- ① 1回目の土砂流出の発生源の位置
- ② 1回目の土砂流出に対する緊急車両用道路の影響

上流部（上部）の1回目発生源の可能性（資料2より）

図1.1-1. 資料2と資料3の検討対象について

1.2. 土砂流出斜面の安定度の試算

土砂流出の発生機構の推定（資料2）から、1回目の土砂流出は、上流部（上部）斜面（A箇所）の中で発生した可能性がある。そこで土砂流出の発生箇所を検討する目的で、箇所ごとの斜面安定性について相対評価を行った。

(1) 検討の背景

- 第3回「松山市城山斜面崩壊・緑町土砂災害」調査速報会資料（図1.2-1）では、以下に示す直線斜面の安定計算を実施し、緊急車両用道路付近や上流部（下部）斜面では、「地表面から浸透する雨水以外の影響があれば、斜面が不安定化する」ことが示された。
- そこで、この手法と同様に“直線斜面の安定計算”を用いた手法で土砂流出の可能性のある各地点の安定性を相対評価した。

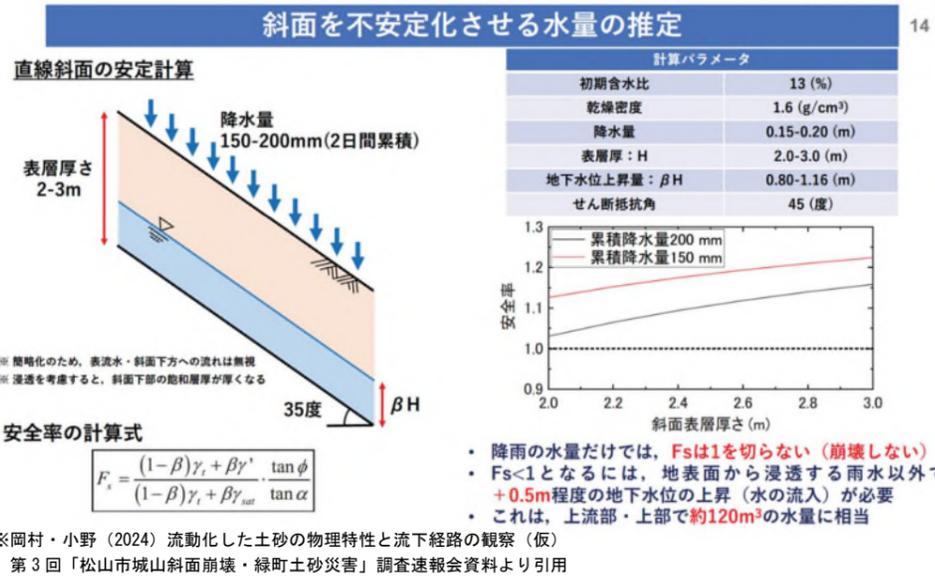
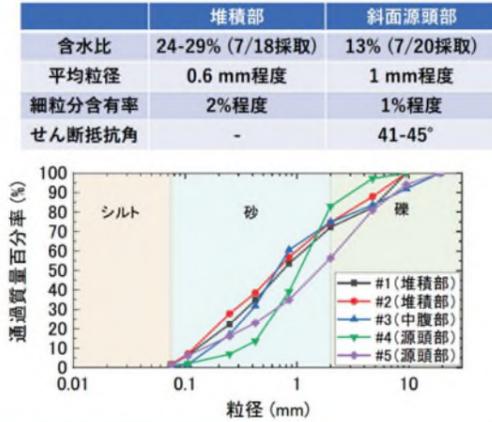


図 1.2-1 直線斜面の安定解析手法を用いた被災前斜面の水位上昇による安定性の変化
（右上：崩壊物の粒度分析結果、下：直線斜面の安定計算結果）

(2) 検討方法

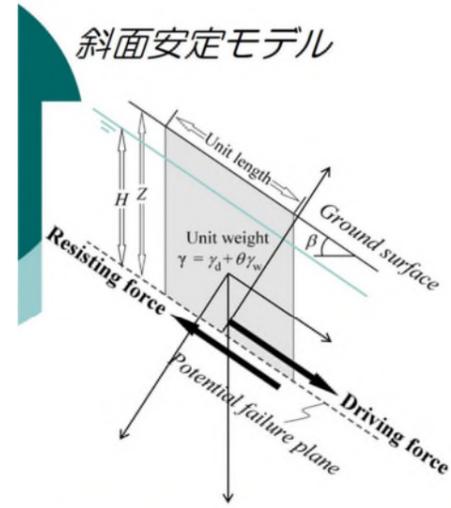
図 1.2-2 に示す斜面安定モデルとして直線すべりを想定し、「土層深」（A 箇所で流出した堆積物の厚さ）と「斜面勾配」、「土質定数」から斜面安定度を評価した。

土層深：2016 年の LP 地形データと 2024 年の土砂流出後の LP 地形データの差分から算出

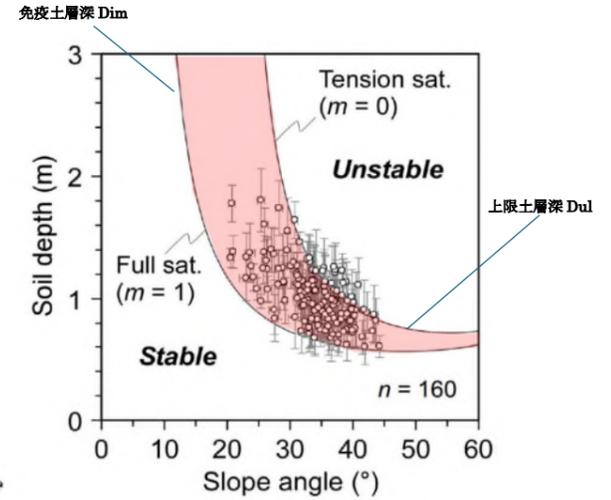
斜面勾配：2016 年の LP 地形データを用いた傾斜角度から算出

- 本手法で対象斜面の代表的な土質定数を設定した場合、図 1.2-2 に示すように地下水位が地表面と一致する時に崩壊する土層深（免疫土層深 Dim）と、斜面勾配 > Φ の条件で地下水位がない場合に崩壊する土層深（上限土層深 Dul）で囲まれた範囲（図中の赤塗りの範囲）を設定する（「技術者に必要な斜面崩壊の知識」飯田智之 2012 をもとに記述）。

- 図 1.2-2 の右下は、「水なし」時と「水圧最大」の時の安全率 1.0 の間の領域を赤着色している。図 1-2 左下に示すように、斜面が急で土層が厚い（グラフ右上）ほど不安定であり、かつ間隙水圧が大きいほど不安定になる。
- この図に土砂流出発生前の斜面勾配と、差分図で得られた流出した堆積物の厚さをプロットすると、上限土層深 Dul より右上の領域は不安定、免疫土層深 Dim より左下の領域は安定、中間の赤塗りの領域に位置するものは、静水圧の上昇に伴い不安定化すると判断できる。



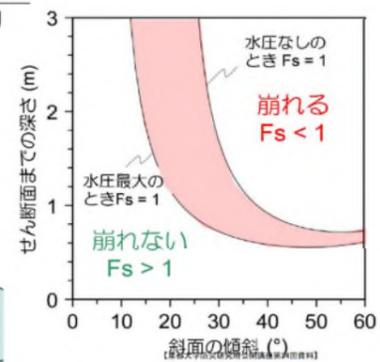
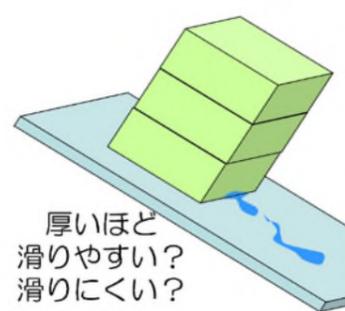
崩壊はいわゆる静水圧の範囲内で、無限長斜面安定モデルにより合理的な説明が可能（動き出すまで）。



$$Z_c = \frac{c}{\gamma \sin \beta \cos \beta \left[1 - \left[1 - m \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \right]}$$

【京都大学防災研究所公開講座第24回資料】

斜面安全率 = $\frac{\text{せん断強度}}{\text{せん断力}}$ (Fs)



※松四（2015）豪雨と崩壊：山地の斜面災害を知る、平成 25 年度第 24 回防災研究所公開講座資料より一部引用

図 1.2-2 直線斜面の安定計算による安定度を試算する方法の概念

(3) 検討データおよび検討対象箇所

- 第2回検討委員会で示した表流水解析から、地表水の流入が顕著な箇所（≒水位上昇しやすい箇所）として示された「B箇所流下区域」、「谷地形C流下区域」、「谷地形D流下区域」で比較を行う。
- また、土砂流出箇所の頂部は発生源の場合が多いため、「A箇所源頭部」も比較箇所として抽出した(図1.2-3)。
- 検討に使用した被災前の2016年のLPデータに基づく測線中心線の面勾配と土層深(差分図)、勾配図、地形断面図および傾斜量平面図(2016・2024)を、次頁の図1.2-5～図1.2-6に示す。

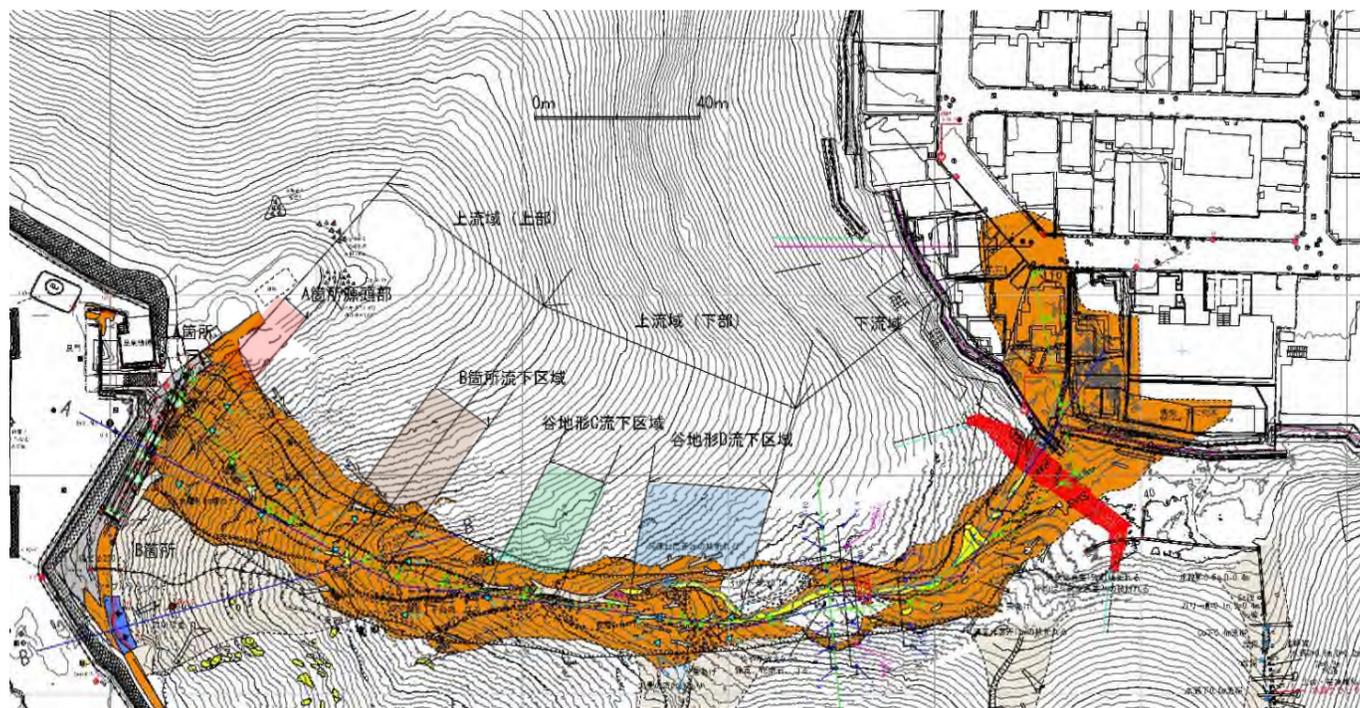


図1.2-3 直線斜面による簡易安定度比較に用いる対象斜面位置(表流水解析と地表踏査により抽出した安定度を試算する候補)

(4) 検討結果

2016年の地形データを用いて被災前の当該斜面の相対的な安定性を比較した。

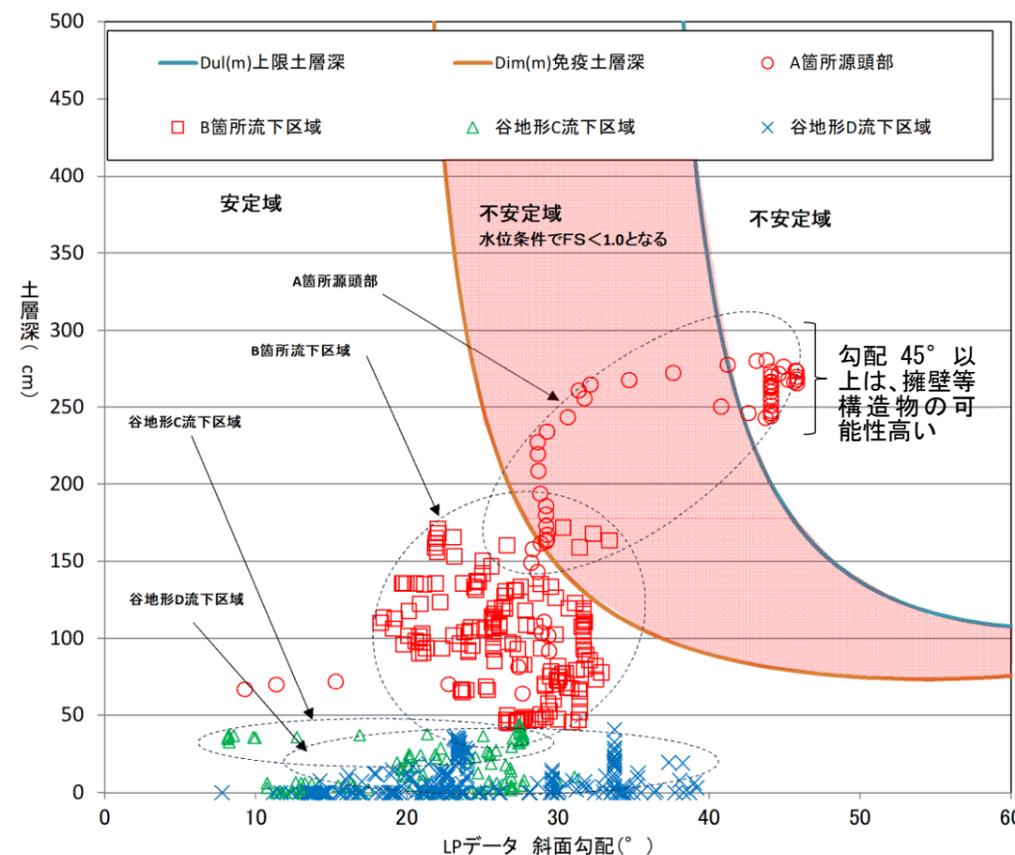
■結論

- 「A箇所源頭部」は、斜面勾配が急で土層が厚いため、比較対象箇所の中で最も不安定。次に不安定な箇所は「B箇所流下部」である。
- ベーンコーンせん断試験(巻末資料参照)から得られた強度定数 $c=5.04\text{kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$ を代入すると(図1.2-4下)、「A箇所源頭部」は、一部が水位に関わらず不安定な状況にあり、「A箇所源頭部」の多くが水位上昇に伴い不安定化する領域にある。「B箇所流下部」では一部の土層深が厚い箇所(この計算では仮に1.5m以上)かつ斜面勾配 30° 以上の箇所では水位上昇に伴い不安定化する領域にある。

■詳細

- A箇所源頭部(○)：土層厚が最も厚く、斜面勾配が急なため相対的に最も不安定である。一部は、水位がなくても不安定な状態であり、ほかの箇所もわずかな地下水上昇で不安定化しやすい状況にある。

- B箇所流下区域(□)：斜面勾配が緩く、土層深はA箇所源頭部に比べ薄いため、相対的にはやや不安定程度である。一部の土層深が厚い箇所(この計算では仮に厚さ1.5m以上)かつ斜面勾配 30° 以上の箇所では水位上昇に伴い不安定化する領域にある。
- 谷地形C流下区域(△)：堆積物が薄く、勾配も緩いため、侵食拡大等がなければ、A箇所源頭部やB箇所流下区域に比べて不安定化しにくい。
- 谷地形D流下区域(x)：堆積物が薄く、勾配も緩いため、侵食拡大等がなければ、A箇所源頭部やB箇所流下区域に比べて不安定化しにくい。



飯田智之(2012)技術者に必要な斜面崩壊の知識、鹿島出版会に基づく、金井哲男 浅井健一 佐々木靖人 法水哲(2016)土層強度検査棒を用いた危険斜面抽出方法、平成28年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、P13, PP169-170の方法を使用

入力値		
推定地質定数	単位	適用
C	5.0	KN/m ² 粘着力
ϕ	35.0	° 内部摩擦角
γ_t	18.0	KN/m ³ 単位体積重量 (tf/m ³)
γ_{sat}	19.0	KN/m ³ 飽和単位体積重量 (tf/m ³)

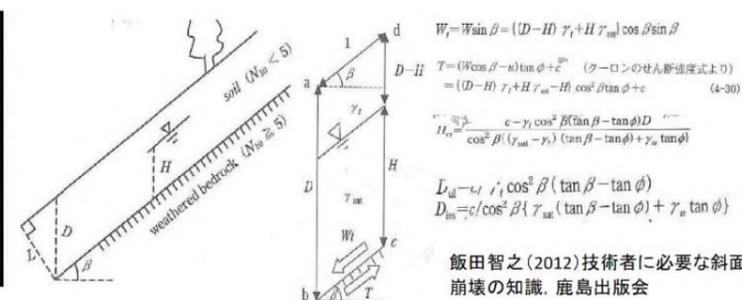


図1.2-4 斜面勾配、土層深、強度定数を用いた直線斜面の安定計算より想定される斜面の安定性

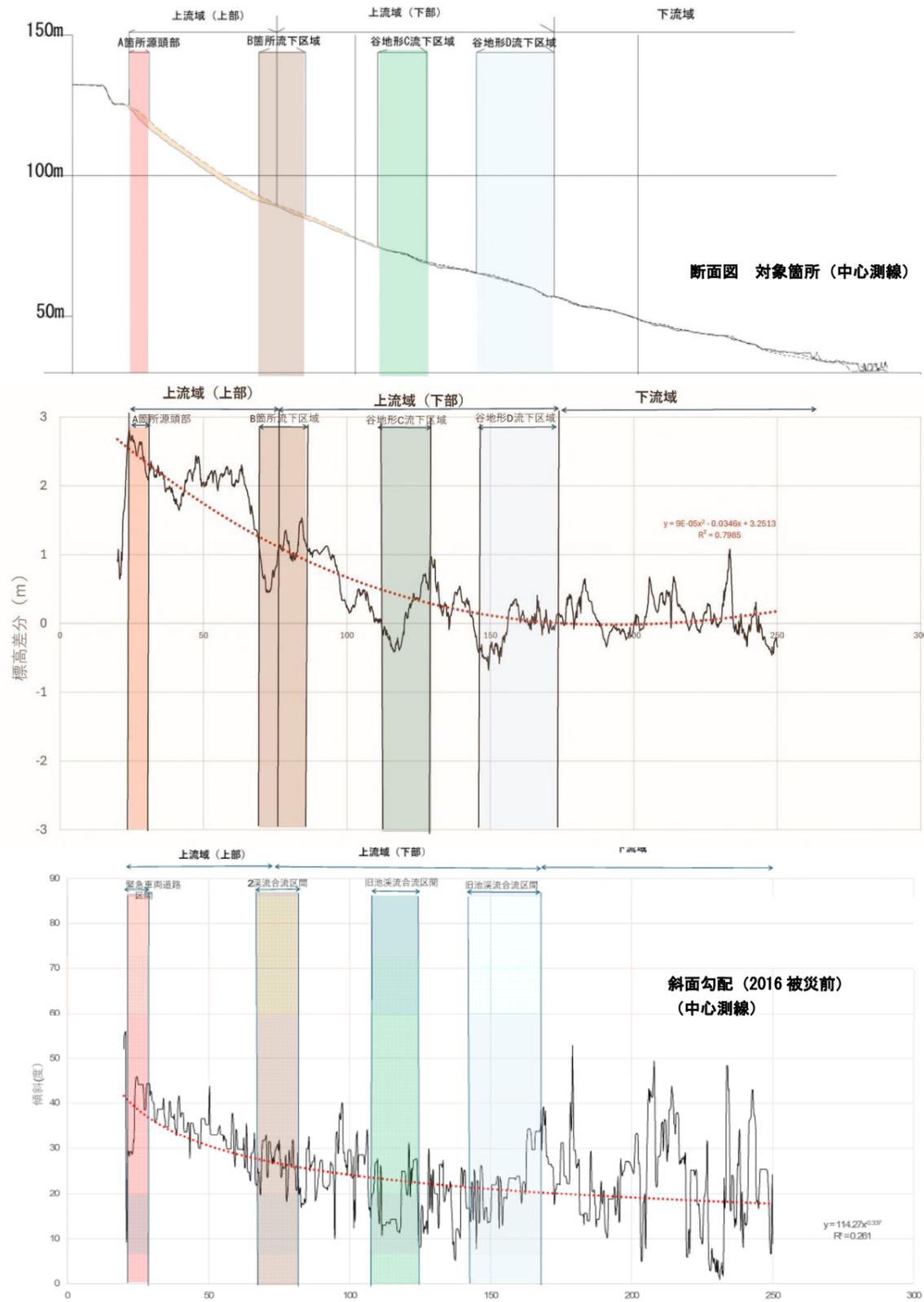


図 1.2-5 地形差断面図と土層深（差分図）、傾斜角度（勾配）の関係

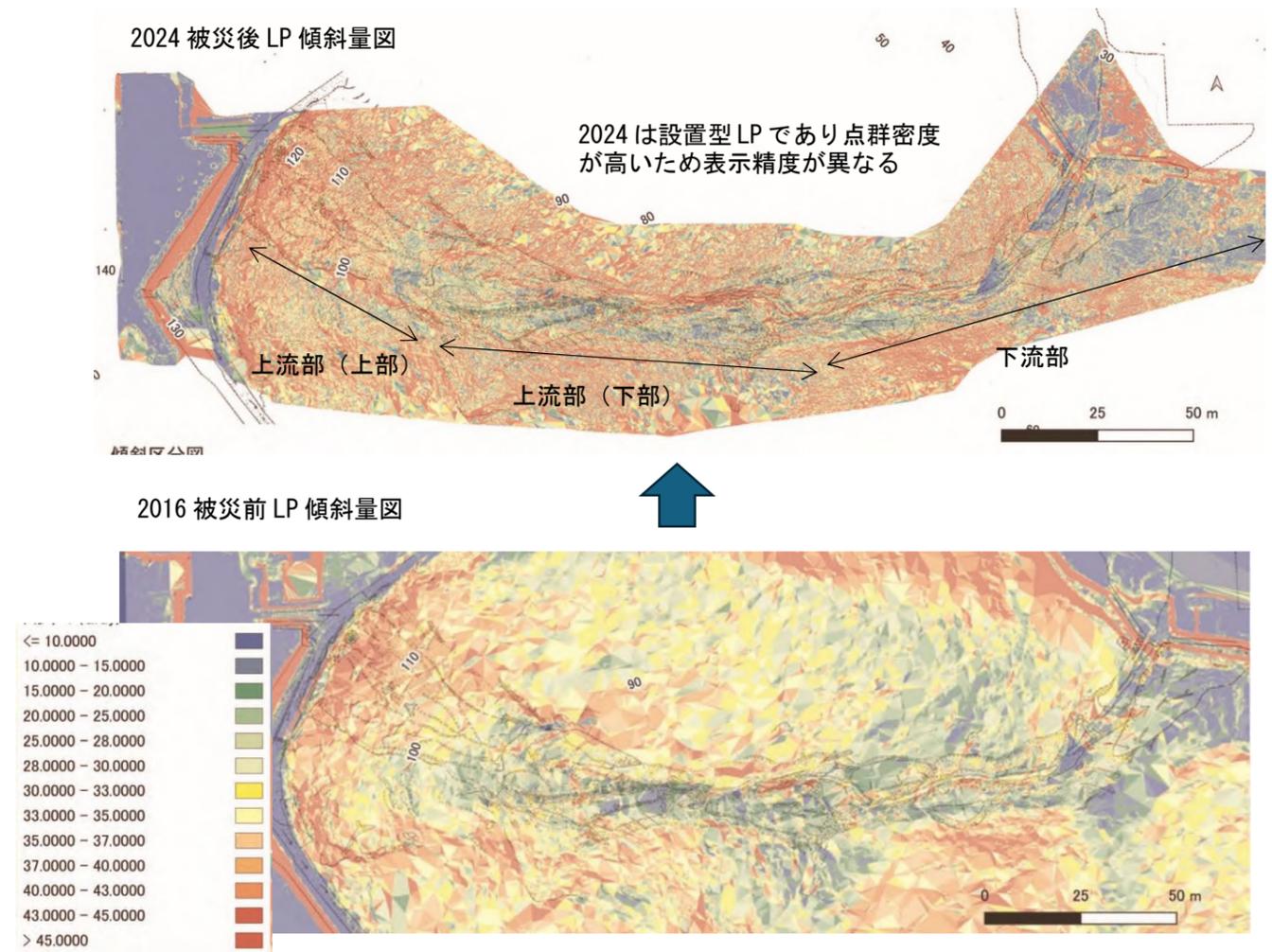


図 1.2-6 被災前後の斜面勾配図
(2016LP データおよび被災後設置型 LP データを用いた)

2. 上流部（上部）の安定性の検証

- 第1章の相対的な斜面の安定性評価の結果から、「A箇所源頭部」から「B箇所流下区域」までの区間にあたる、上流部（上部）が不安定化しやすい可能性があることが示唆された。そこで上流部（上部）を対象に、被災前の当該斜面の“土砂流出の発生しやすいさ”の検証を目的に安定解析を実施した。
- なお今回、原位置試験（巻末資料参照）で求めた土質定数を仮の値として安定解析（計算）を行っている。したがってここに示す安全率は、斜面位置の違い（上部・中部・下部）と地下水位に対する相対的な安定性の違い・変化を示したものであり、当該斜面の安定性そのものを評したものではない（絶対評価ではない）点に注意が必要である。

2.1 安定解析の実施方法および実施結果

(1) 解析条件・解析方法

- 土砂流出斜面の主測線である A-1 測線の断面を解析断面とする。
- 土砂流出発生前の地形は 2016 年 LP データとし、土砂流出発生後に取得された 2024 年 LP データの地表面（擁壁等を撤去した後の地形）を、解析におけるすべり深さの最深値として円弧すべりによる計算を行う。
- 計算は、A 箇所源頭部を含む「斜面上部」、斜面中部」、B 箇所流下区域を含む「斜面下部」に区分して行う。
- 単位体積重量は資料 4 と同じ条件とし、土質定数は原位置試験で求めた仮の値で試算した。

湿潤単位体積重量 $\gamma_t : 18\text{kN/m}^3$
 粘着力 $c : 5.04\text{kN/m}^2$
 内部摩擦角 $\phi : 35^\circ$

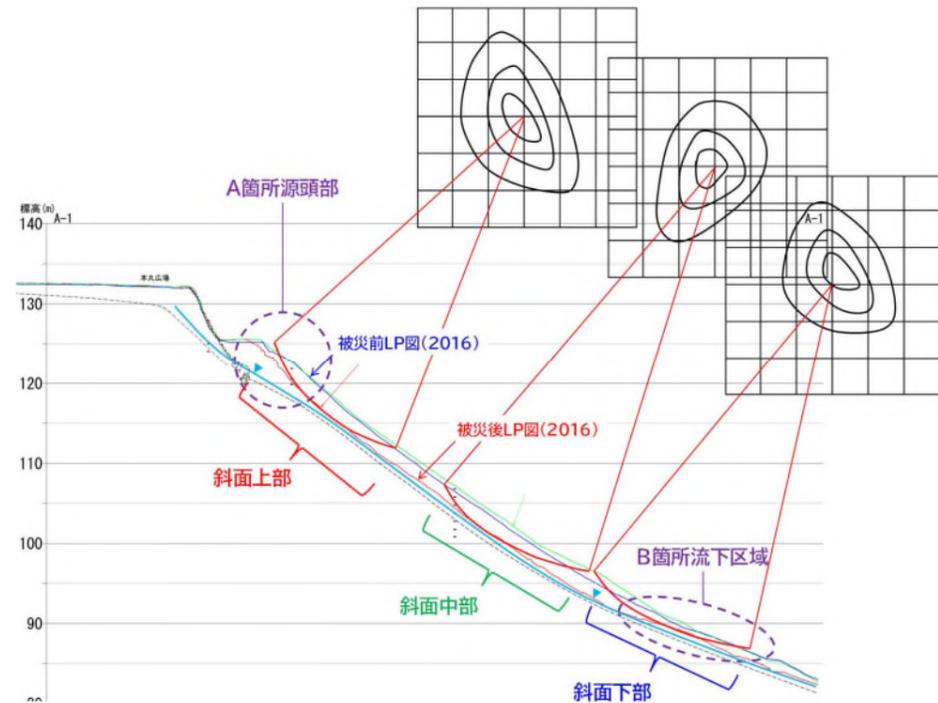


図 2.1-1 上流部（上部）を対象とした安定解析の検討断面と解析模式図（イメージ）

- また、地下水位の影響の程度を検証するため、すべり深さの最深値を基準として満水位に対し“30%水位”、“60%水位”を設定し、“水位無し”を含む計 4 通りの水位条件での解析を試みた。

(2) 安定解析の実施結果

- 「斜面上部」、「斜面中部」、「斜面下部」のそれぞれで求められた最小安全率の円弧すべりの試算結果を、次頁以降の図 2.1-2～図 2.1-4 に示す。各条件にて試算した安全率は下表のとおりである。

表 2.1-1 最小安全率の円弧すべりによる安全率の変化

水位条件	斜面上部		斜面中部		斜面下部	
	安全率	すべり面長 (m)	安全率	すべり面長 (m)	安全率	すべり面長 (m)
水位無し	1.229	20.221	1.509	20.943	1.852	14.243
30%水位	1.138	21.864	1.417	17.829	1.732	14.243
60%水位	0.984	21.865	1.230	17.829	1.495	18.891
満水位	0.749	20.722	0.935	20.943	1.130	14.243

2.2 上流部（上部）における被災前の安定性について

- 表 2.1-1 および図 2.2-1 に示すように、斜面下部の“満水位”における安全率 ($F_s=1.130$) は、斜面上部の“水位無し”における安全率 ($F_s=1.229$) より小さい。このことより、勾配の小さい斜面下部であっても地下水位の高さによっては斜面上部よりも安全率が相対的に小さくなることがあり得ることがわかった。

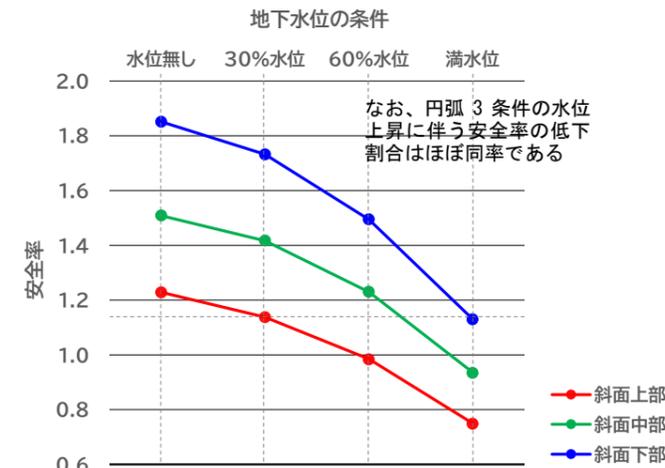
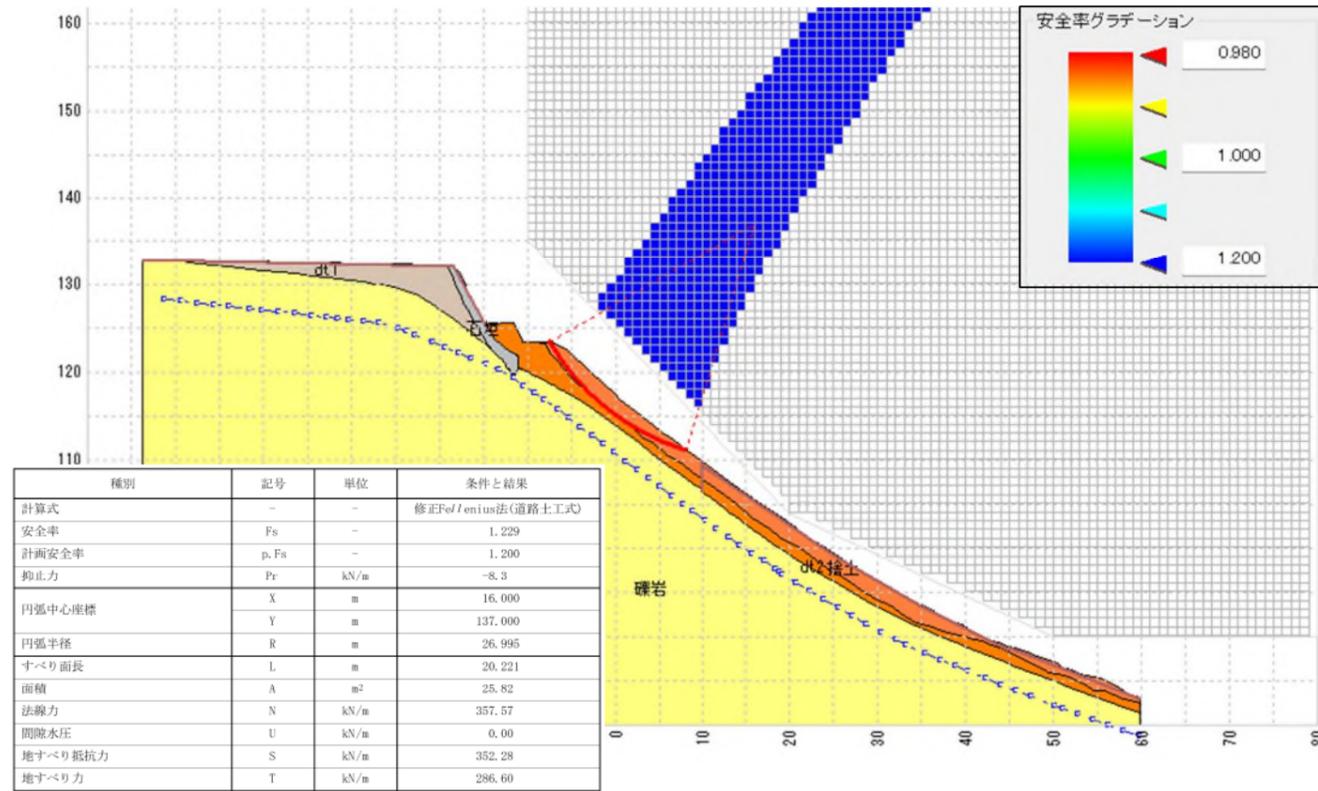
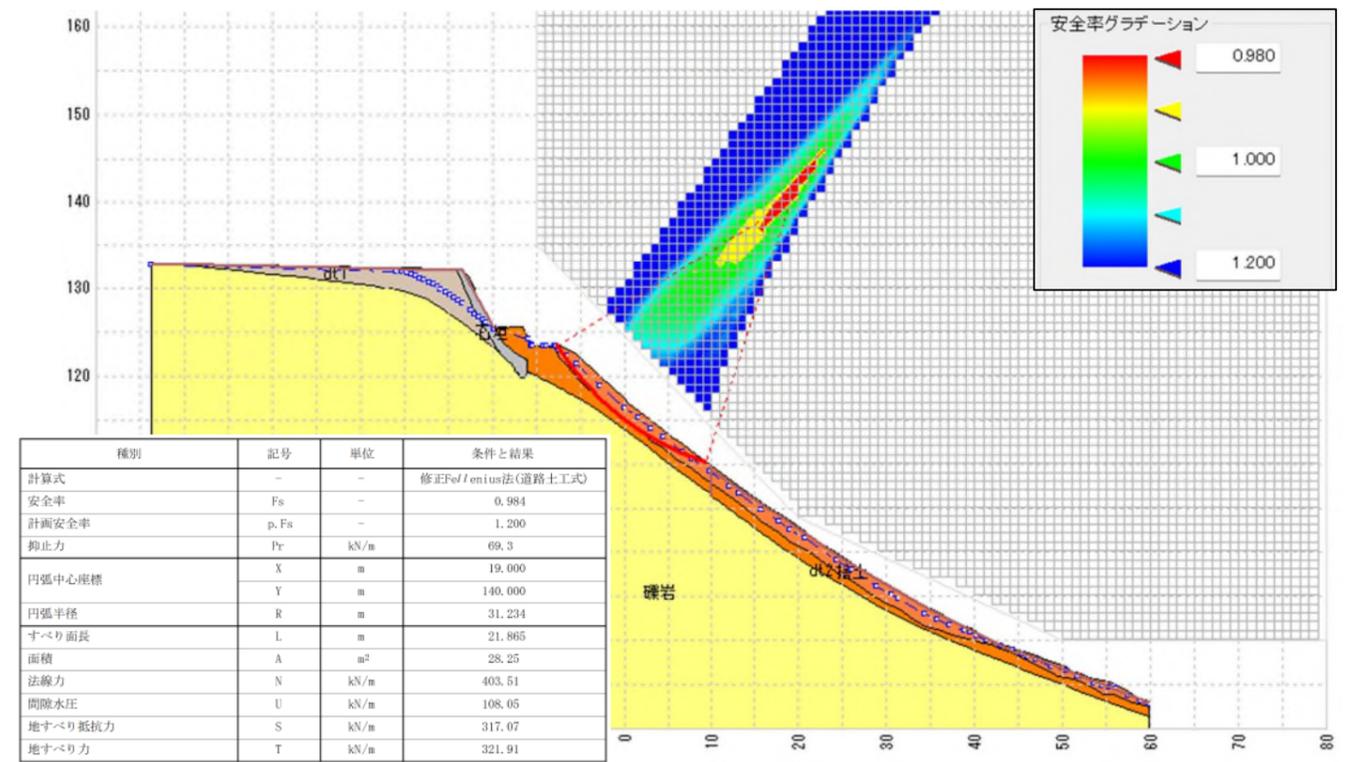


図 2.2-1 水位条件の変化に対する「斜面上部」「斜面中部」「斜面下部」それぞれの安全率の低下傾向

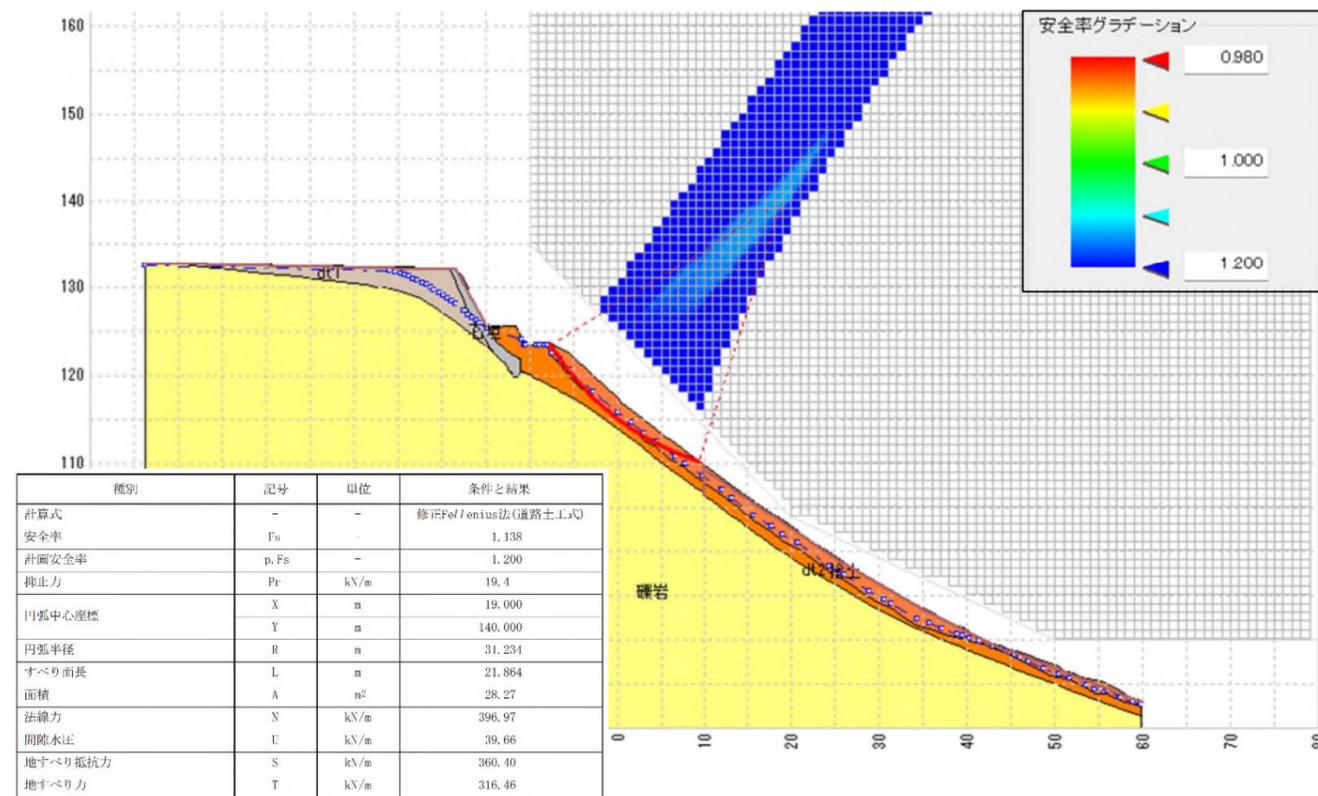
- 現在、ボーリングのコア試料を用いた室内試験（三軸圧縮試験）を実施中であり、今後、斜面内の地下水位を再現する（雨水や表流水の浸透を考慮した）「地下水解析」を実施する（本資料第 3 章参照）。これらの試験・解析結果を踏まえた上流部（上部）の安定性の再検証結果については、第 4 回検討委員会に提示する。



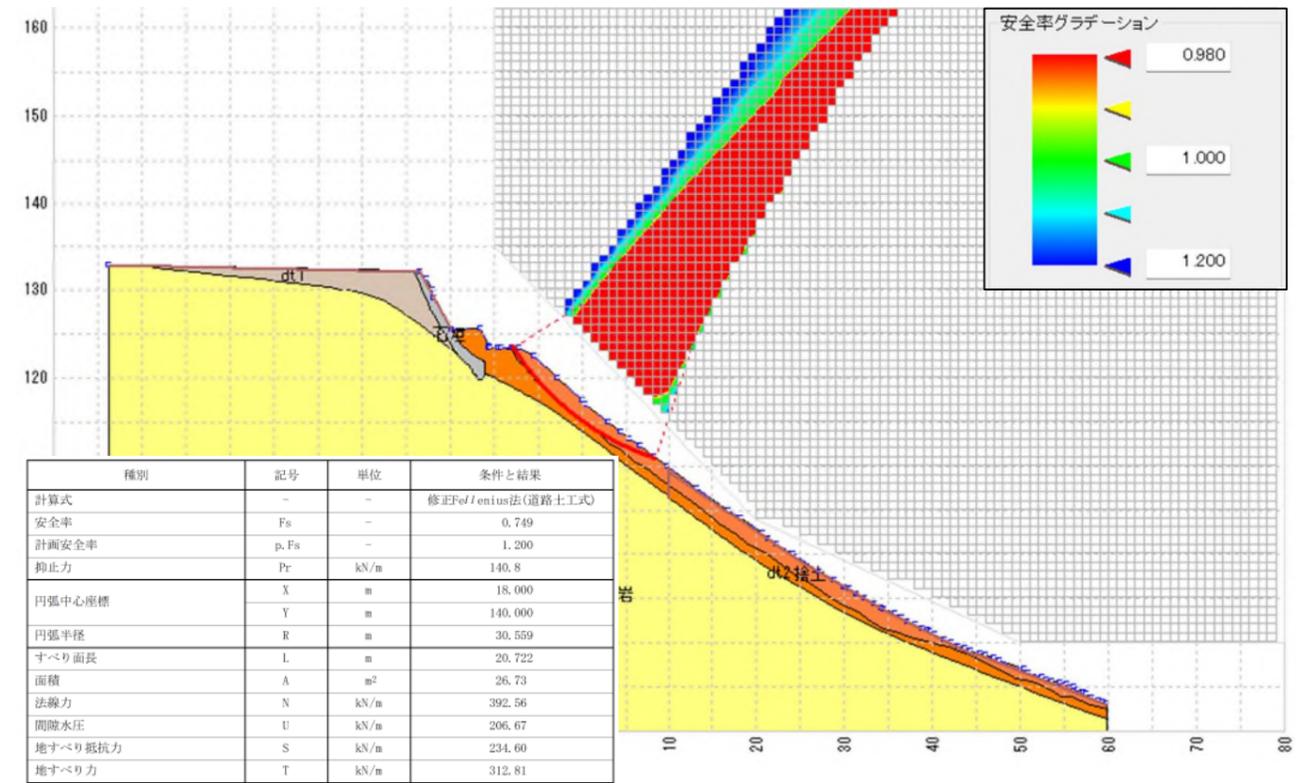
斜面上部：水位無し



斜面上部：60%水位

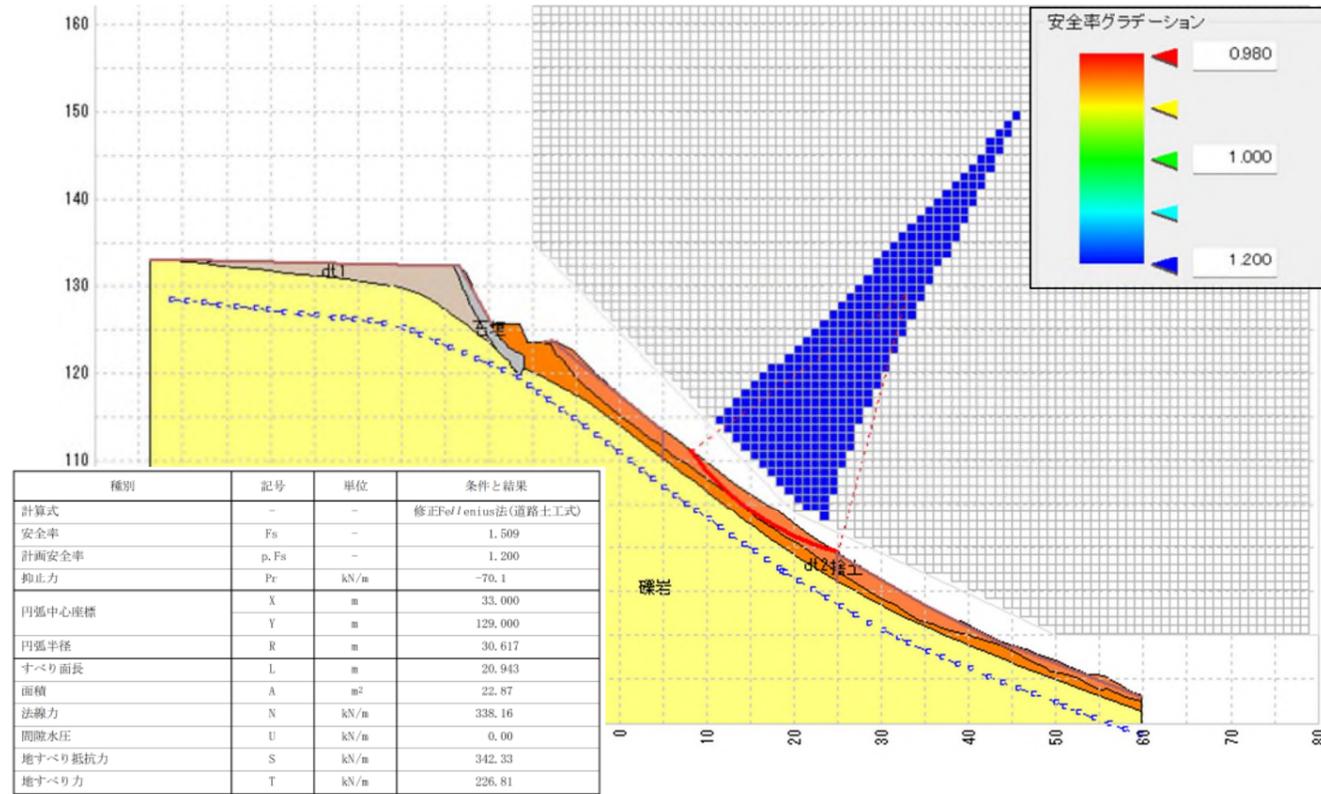


斜面上部：30%水位

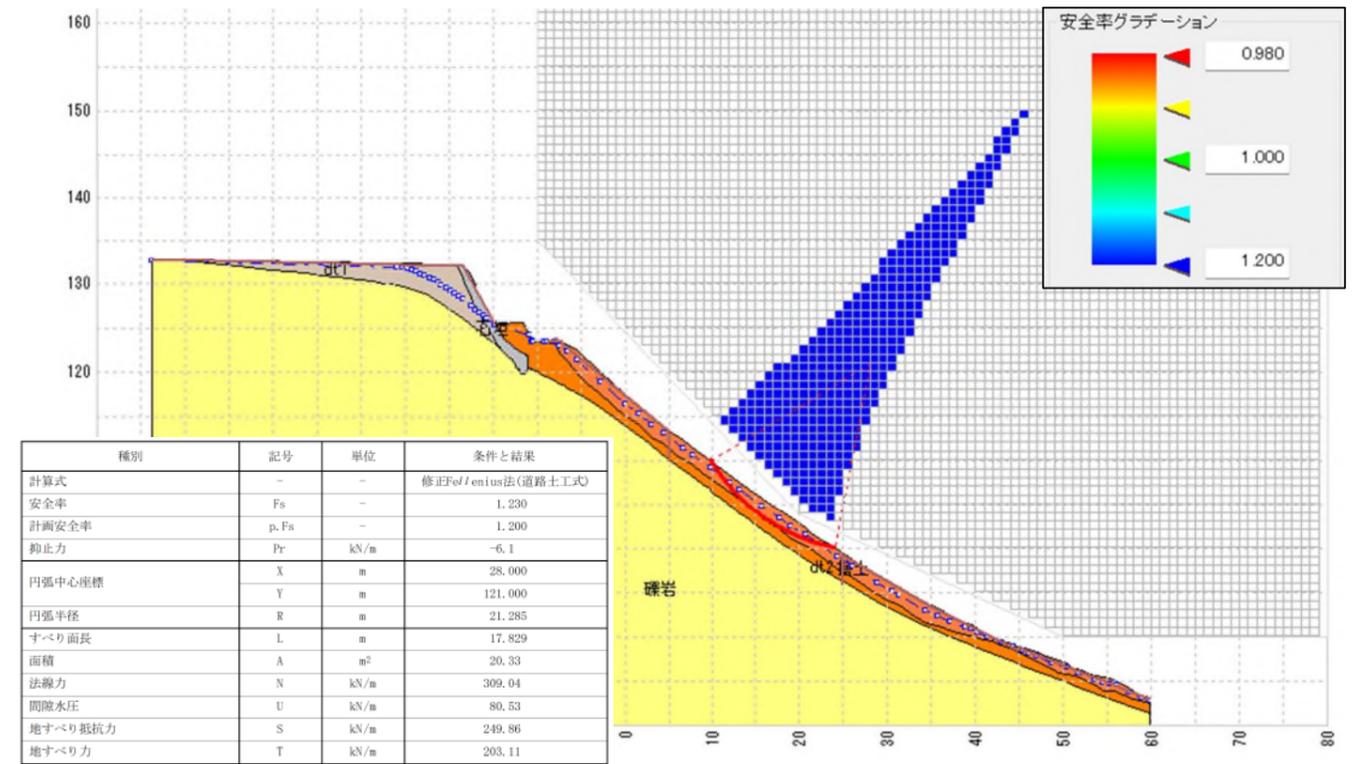


斜面上部：満水位

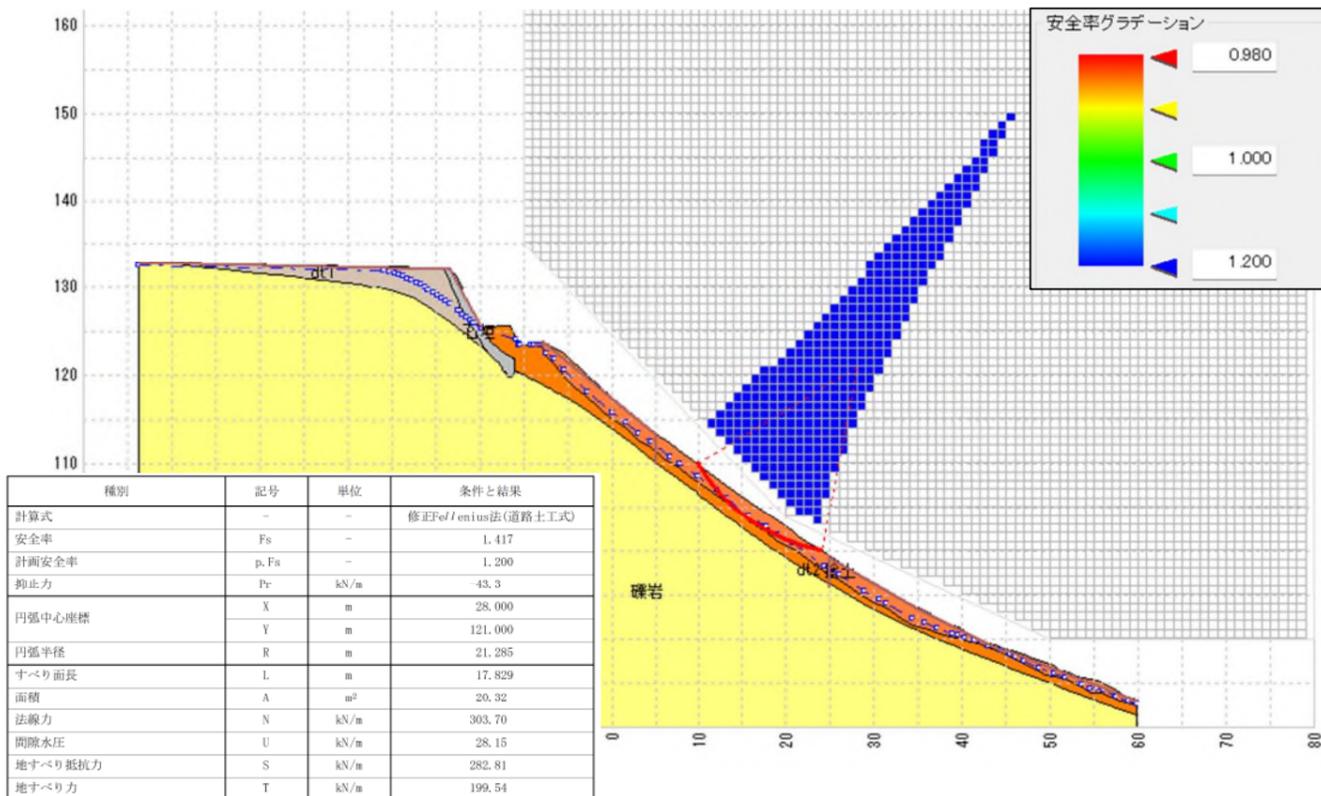
図 2.1-2 安定解析結果 (1) 斜面上部



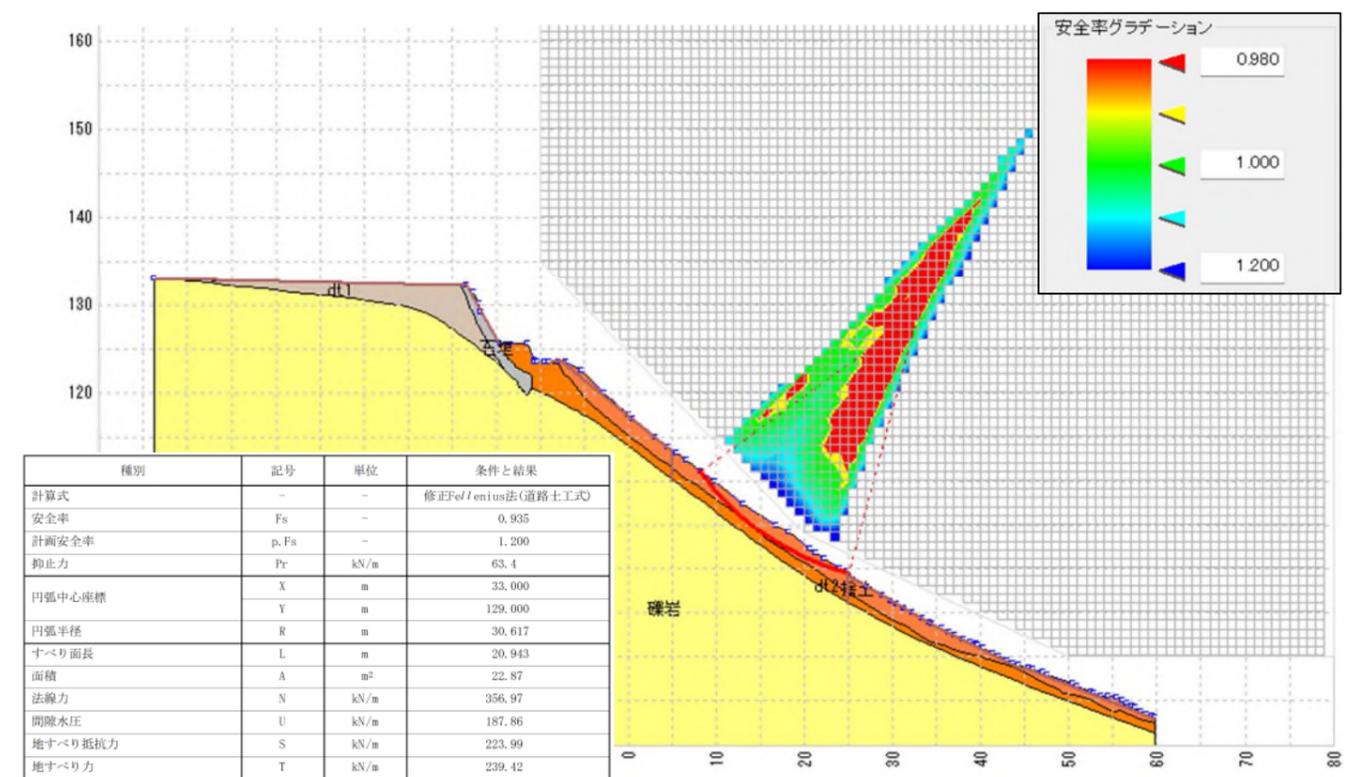
斜面中部：水位無し



斜面中部：60%水位

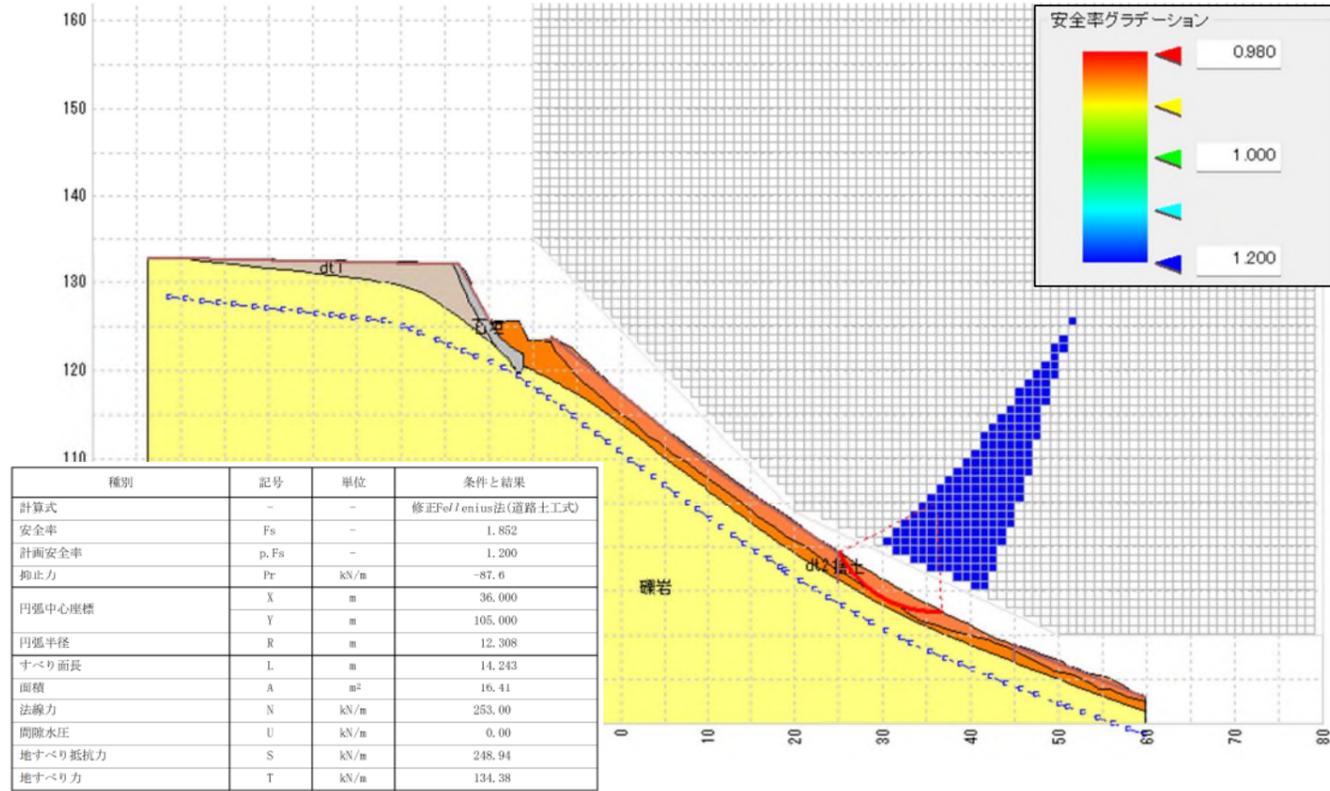


斜面中部：30%水位

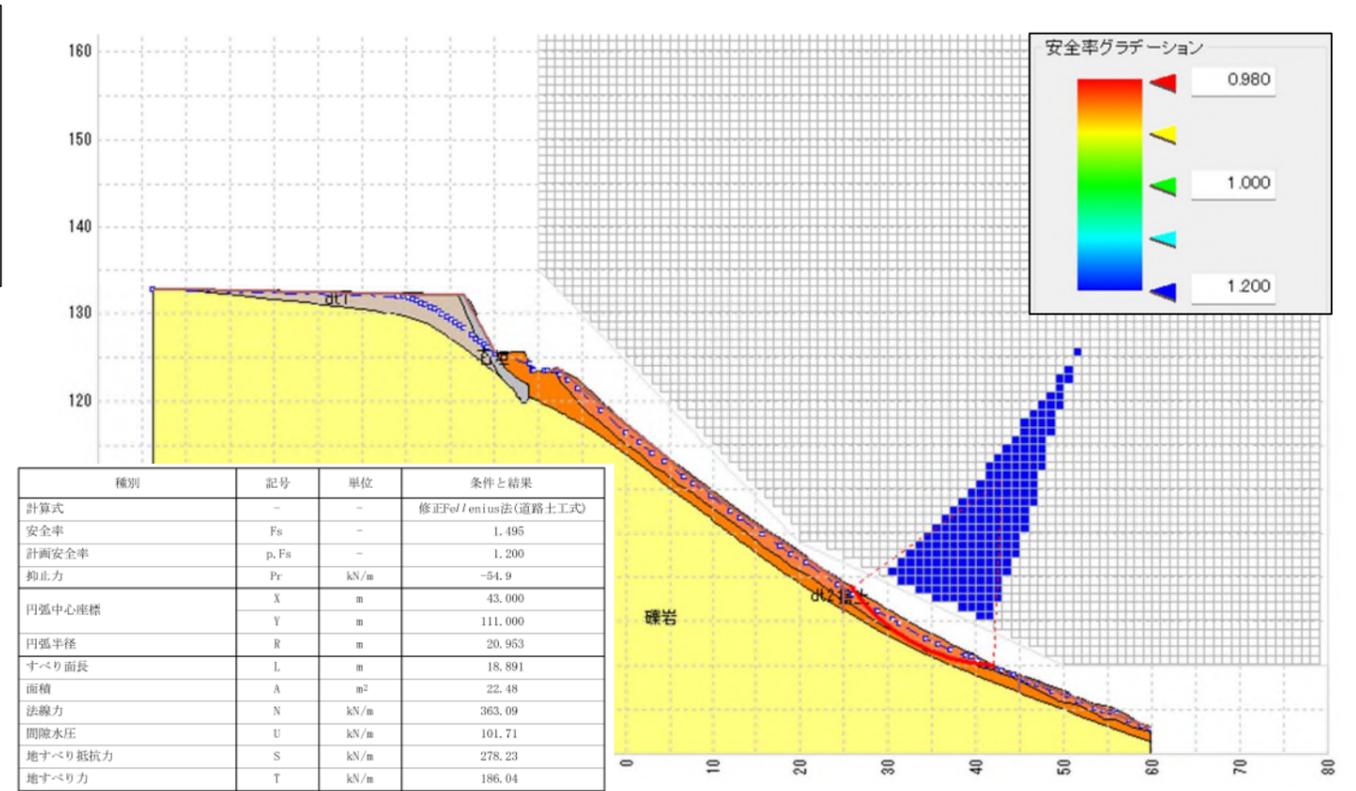


斜面中部：満水位

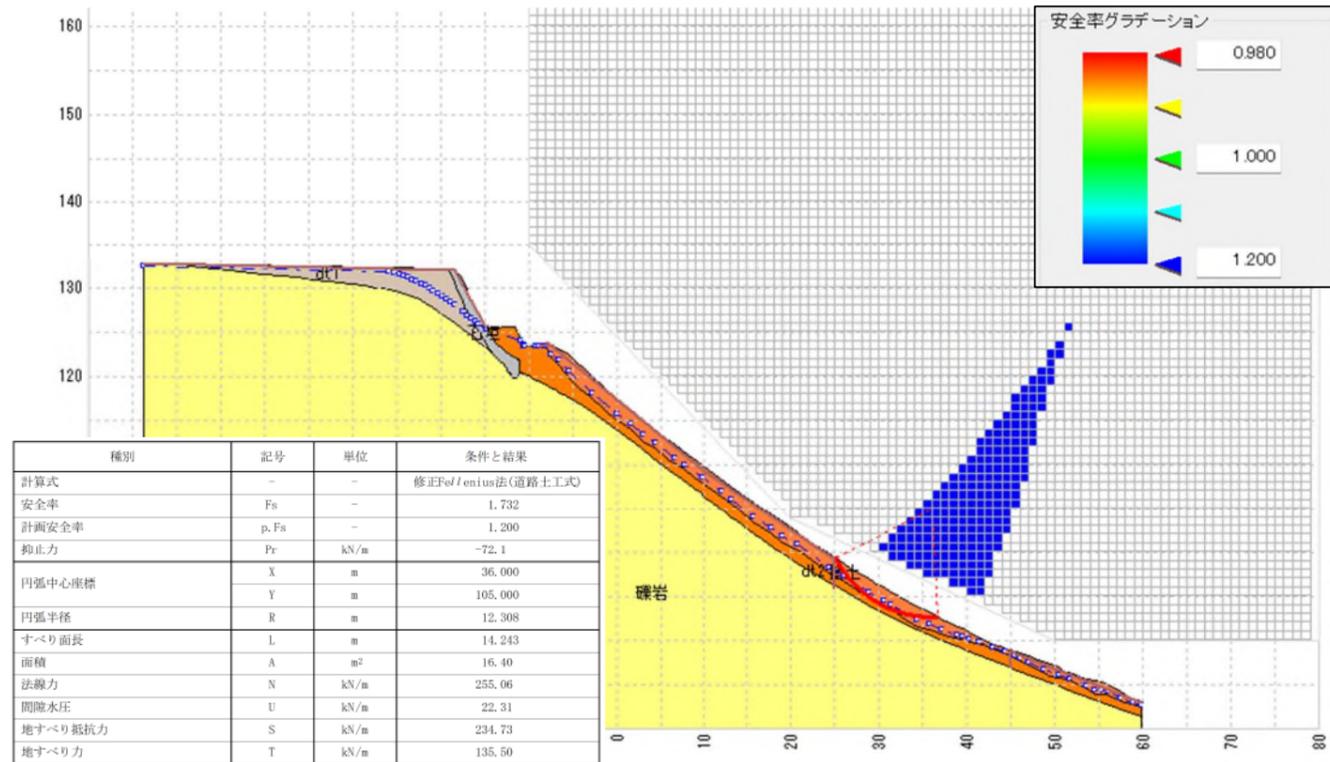
図 2.1-3 安定解析結果(2) 斜面中部



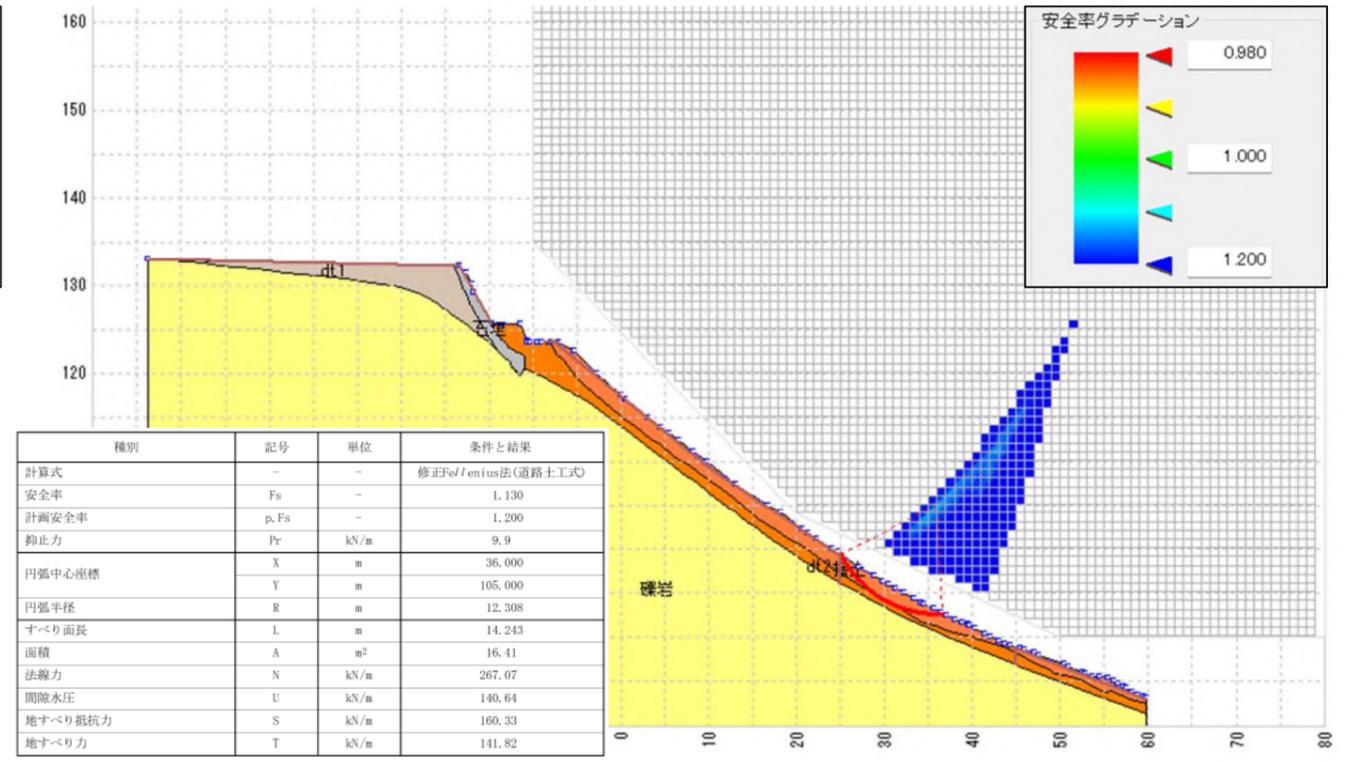
斜面下部：水位無し



斜面下部：60%水位



斜面下部：30%水位



斜面下部：満水位

図 2.1-4 安定解析結果 (3) 斜面下部

3. 地下水解析について

・2章では、1回目土砂流出は地下水位条件で複数の箇所が不安定化する可能性が示された。そのため、第4回委員会において3次元浸透流解析結果を提示し、発生箇所の精度を高める。浸透流解析は、発生メカニズムの精度と誘因の一つである地表水・地下水の影響を明確にして恒久対策工検討に使用する。

3.1 地盤モデルの作成

・地表踏査結果（堆積物・基盤岩等の分布範囲の確認）や、既往の表面波探査結果（第2回検討委員会資料参照）ならびにボーリング調査結果（図3.1-2～図3.1-3）等をもとに、地下水解析への活用のため3次元地盤モデルを作成している（図3.1-1）。

・ここでは大きく、基盤岩（風化岩）と堆積物（盛土等を含む）を区分するものとし、表3.1-1に示す作業手順から、図3.1-4に示すような「岩盤上面モデル」の作成を進めている。



図3.1-2 ボーリング調査地点および地質断面図測線

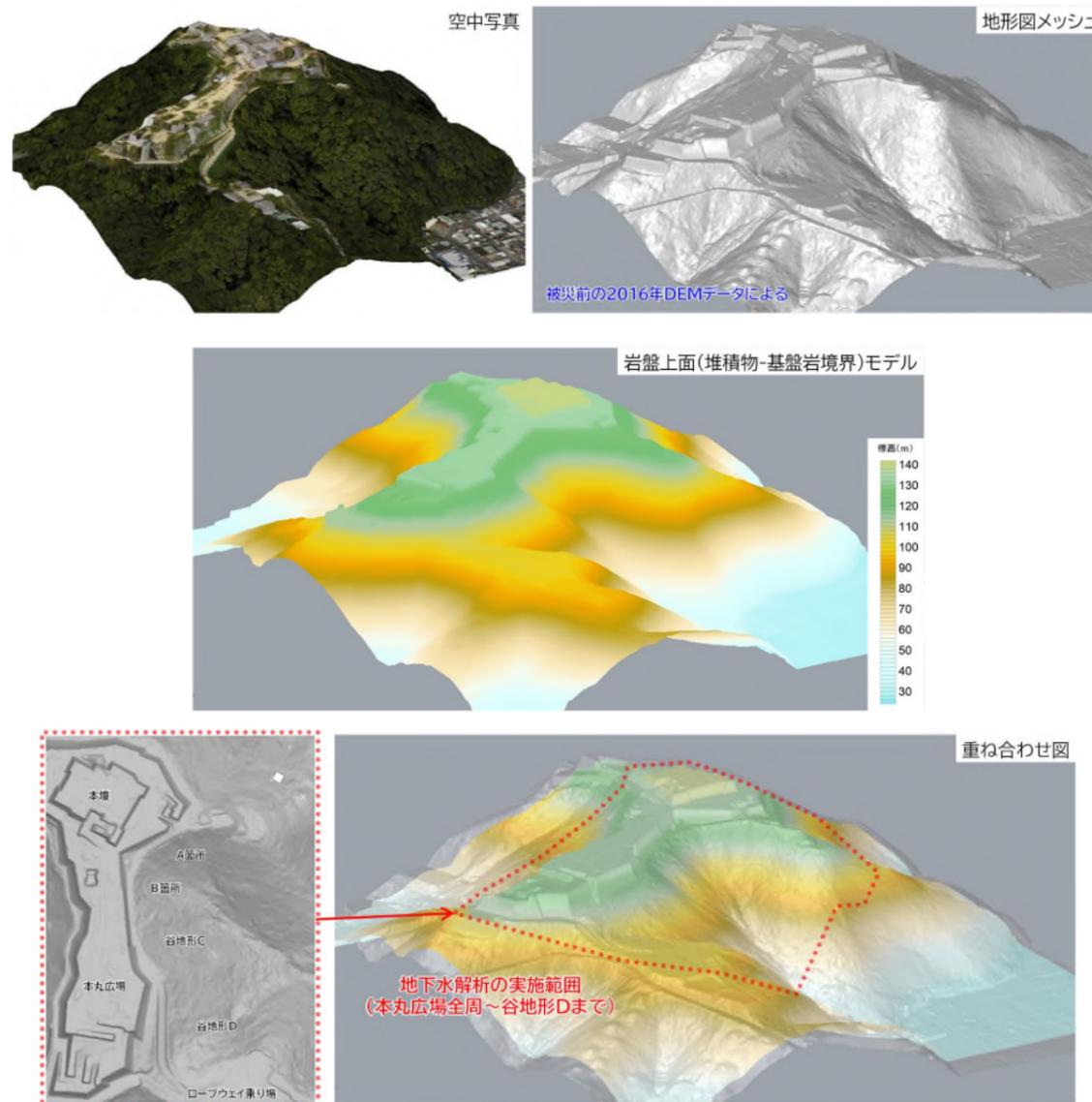


図3.1-1 3次元地盤モデル（堆積物-基盤岩の地層境界による：南東方向からの鳥観）

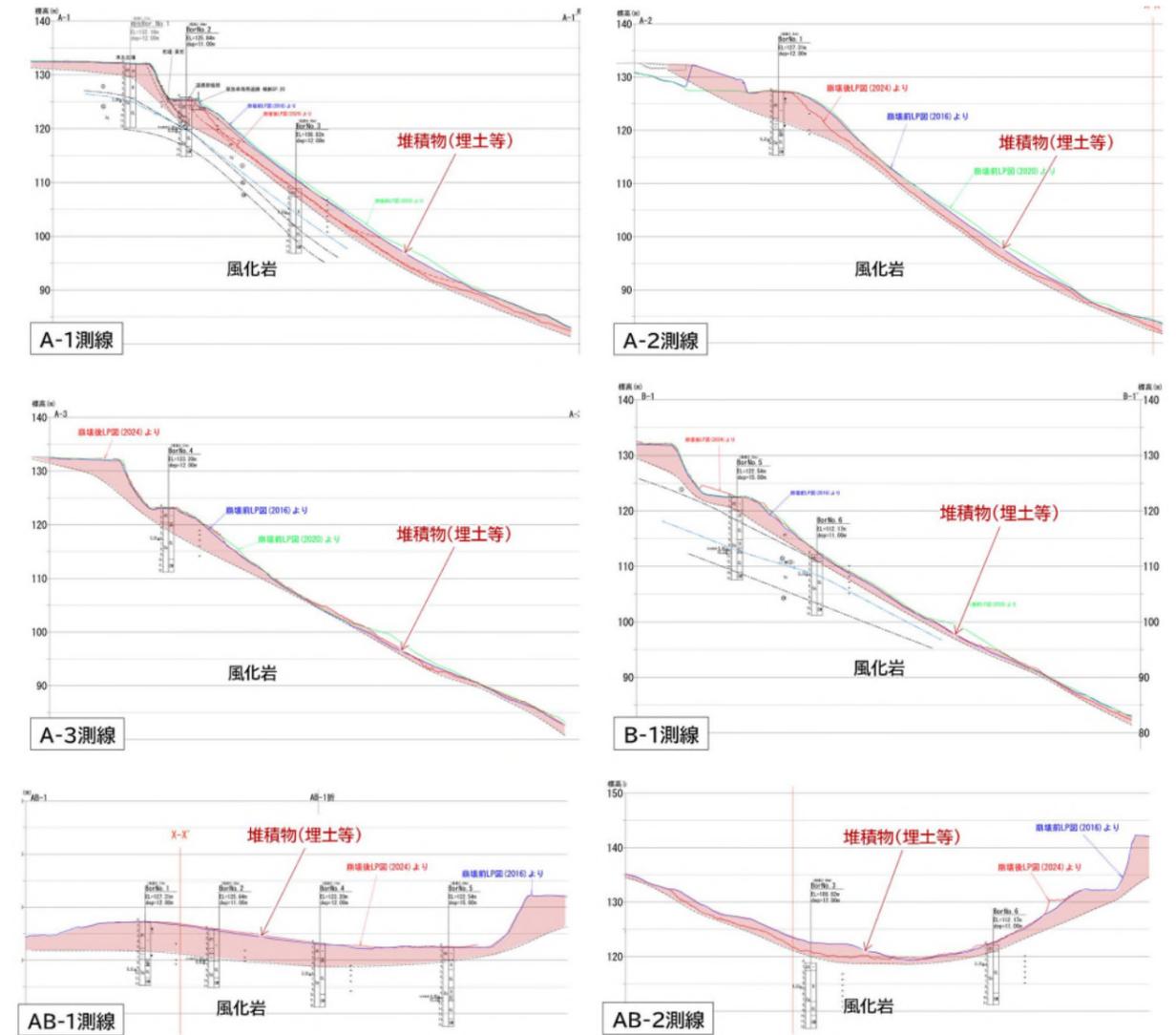
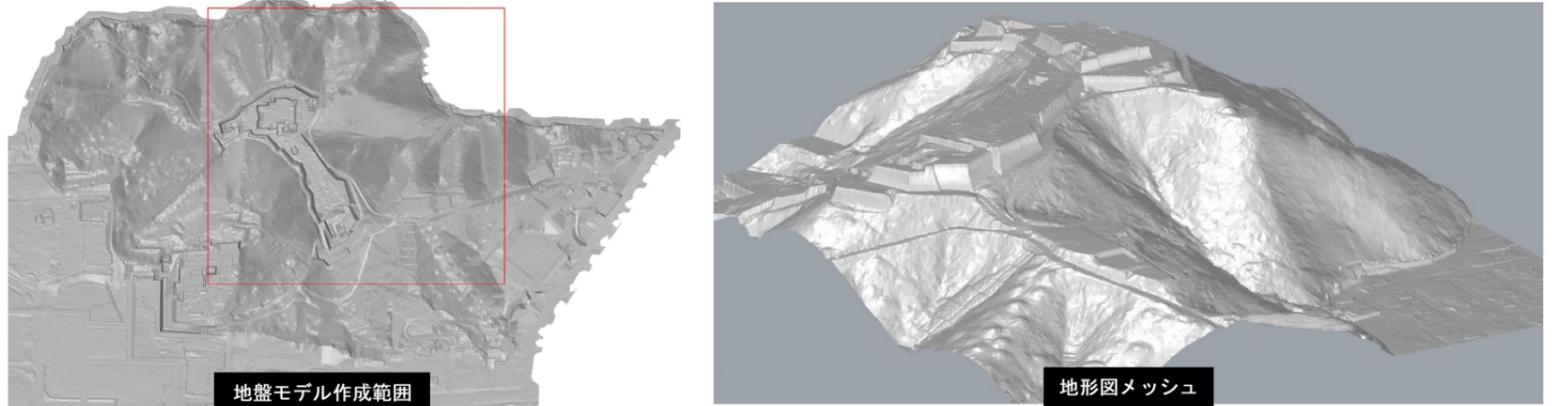
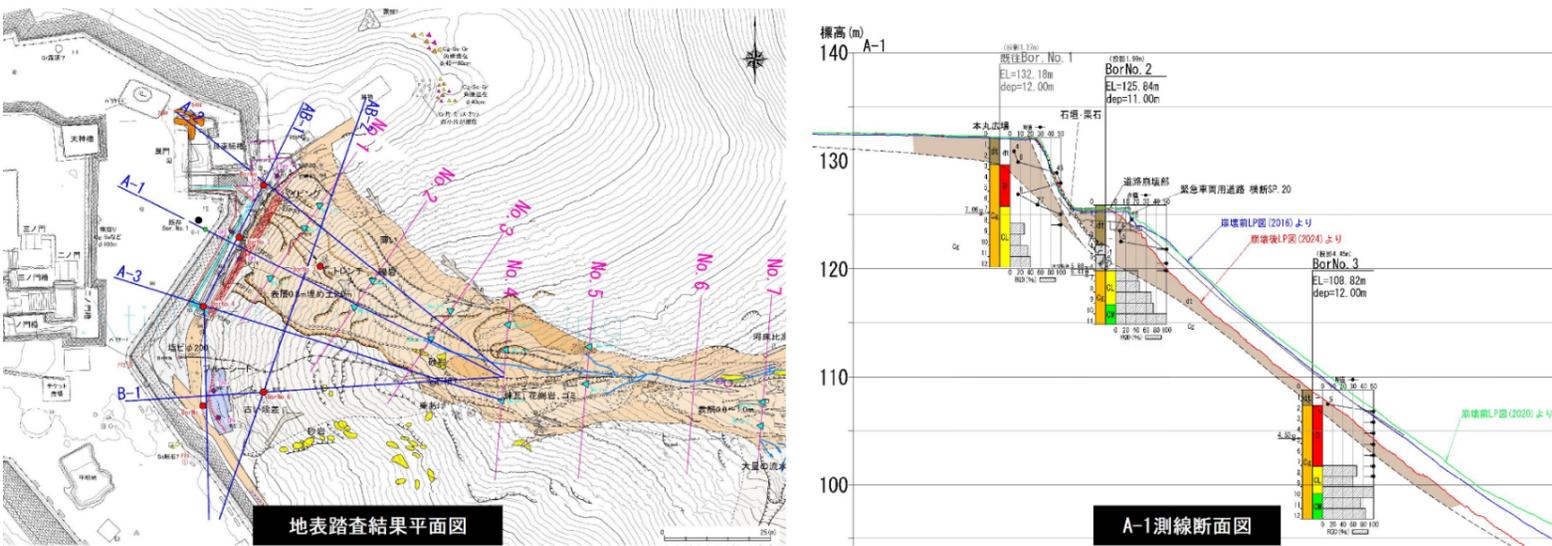
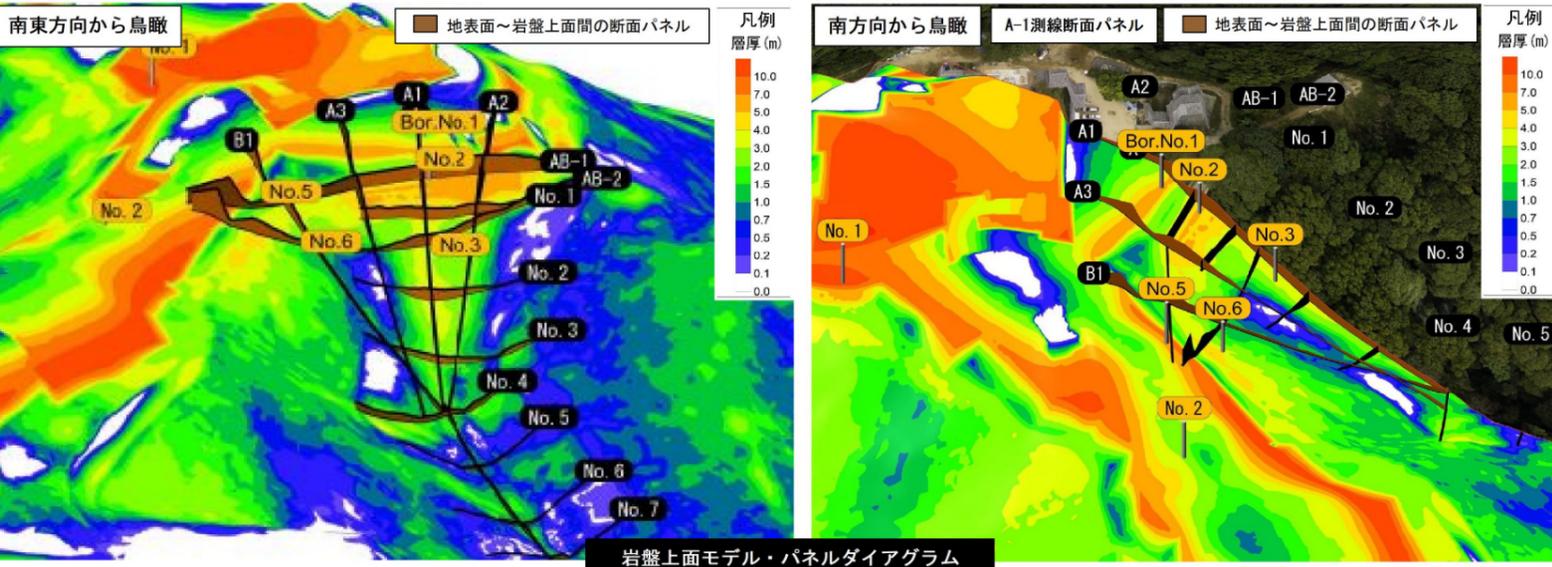


図3.1-3 ボーリング調査地点周辺における地質断面図

表 3.1-1 3次元地盤モデルの作成手順

手順	内容、参考データ	概要図
1	<p>DEM (数値標高モデル) 作成</p> <p>2016DEMを使用して地形面メッシュの作成。 範囲は、崩壊斜面を中心に、勝山頂上(松山城)から周辺谷地形(A~F)を網羅できる150~200m程度とした。</p>	
2	<p>A箇所、B箇所斜面 断面図(推定岩盤線)の作成 A-1、A-2、A-3、B-1、AB-1、AB-2測線</p> <p>既往調査結果(松山市) ・表面波探査、弾性波探査、トレンチ調査</p> <p>地表踏査結果 ・地形、露頭分布より推定</p> <p>簡易貫入試験結果(No.1~No.4断面図) ・Nd値50以上となる深度より</p> <p>調査ボーリング結果 ・岩着深度より ※地盤モデル作成時点で既往Bor.No.1、Bor.No.2、No.3、No.5、No.6が終了。</p> <p>その他の斜面 岩盤深度の推定</p> <p>既往調査結果 ・表面波探査、弾性波探査、トレンチ調査</p> <p>地表踏査結果 ・地形、露頭分布より推定</p>	
3	<p>上記2を用いてモデルの作成</p> <p>・調査地点のチェック</p> <p>・断面図の交点チェック</p> <p>・地表踏査、調査ボーリング、トレンチ調査の深度情報のチェック</p> <p>上記で得られた点情報を補間してモデルを作成</p> <p>・既知の点(上記)よりモデルを作成。 内挿の場合、下記補間法①~③を使用。 外挿の場合、下記補間法①を使用。 ①線形補間三角法(TIN) ②クリギング法 ③最近傍法</p> <p>・層厚分布を確認し妥当なモデルを確認。</p>	

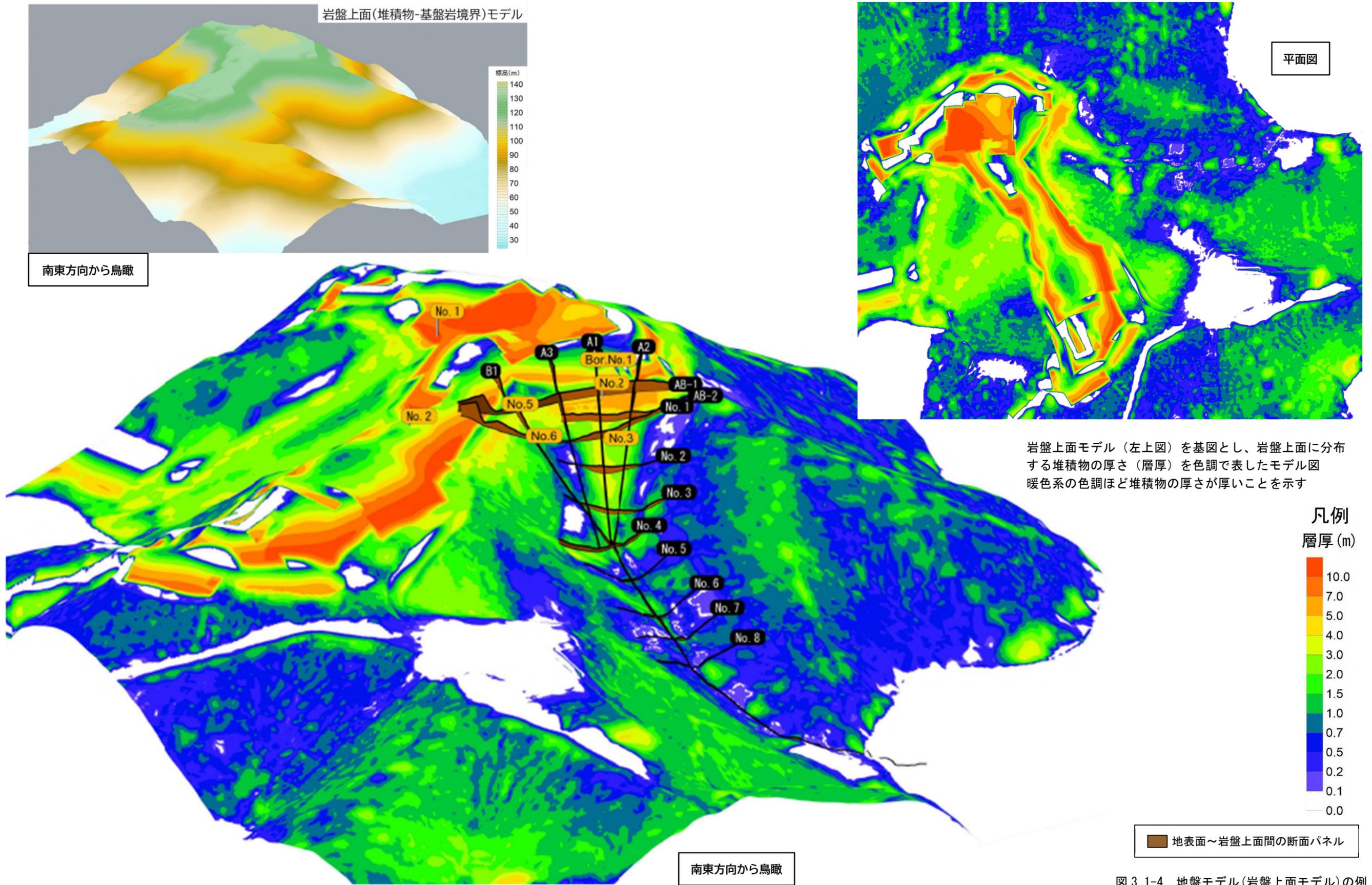
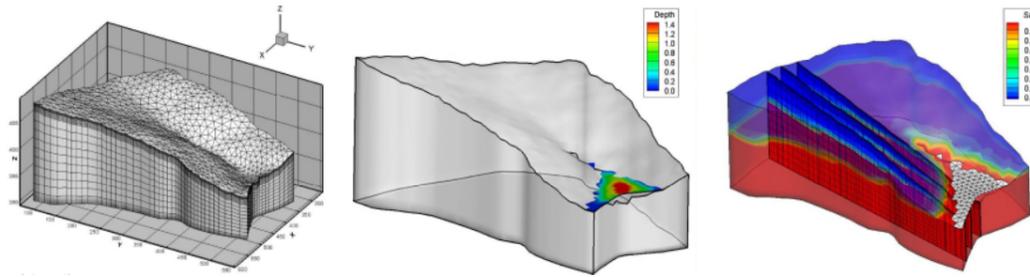


図 3.1-4 地盤モデル(岩盤上面モデル)の例

3.2 解析条件および得られるアウトプットについて

(1) 解析ソフト等

有限要素モデル（3Dモデル）により地表水や地下水の各種解析を行う、カナダ Aquanty 社の統合型流域モデリングのための解析プログラム「HydroGeoSphere」を使用する。



※Aquanty 社 HP より引用 <https://www.aquanty.com/hydrogeosphere>

図 3.2-1 HydroGeoSphere の解析例：3D モデル（左）、地表水深（中）および地下を含む飽和度分布（右）

(2) 解析条件と得られるアウトプット

以下に示す解析条件をもとに、発災時（7/11～7/12）の表流水の水深・流量や地下の飽和度分布（≒堆積物内の地下水位）などの再現を試みる。なお、解析範囲は、第2回検討委員会で示した表流水の解析と同じ、本丸広場全周～谷地形 D までの範囲とする（図 3.1-1 下図を参照）。

1) 地表面の条件（粗度）

現地状況から、大きく舗装路や建屋等の「構造物」、本丸広場を中心とする「裸地」、山林で覆われる斜面である「林相」に区分して解析を行う（表 3.2-1）。

表 3.2-1 地表面粗度の設定

地表区分	粗度係数 (m ^{1/3} ・s)	参照
構造物 (舗装路, 建築物, 石垣)	0.03	岩盤整正相当
裸地	0.3	階段状田畑主体流域相当
森林	0.6	林相のかなり良い山地流域相当

表 1-10 流域の特性と等価粗度

流域の状態	等価粗度 N (m ^{-1/3} ・s)
階段状に宅地造成を行った丘陵地帯	0.05
流域の一部 (15%) に宅地造成が行われた丘陵地帯	0.1~0.2
階段状田畑主体流域	0.2~0.4
上流山地, 中下流に市街地を含む階段状田畑主体流域	0.3~0.5
林相のかなりよい山地流域	0.4~0.8
上流丘陵地 50%, 中流市街地 20%, 下流低平水田 30% の流域	0.6~1.1
排水改良の行われていない水田地帯	1~3

表 1-9 河川や水路の状況と粗度係数の範囲

河川や水路の状況	Manning の n の範囲
コンクリート人工水路	0.014~0.020
スパイラル管水路	0.021~0.030
両岸石張り水路 (泥土床)	0.025 (平均値)
岩盤崩壊	0.035~0.05
岩盤整正	0.025~0.04
粘土性河床, 洗掘のない程度の河床	0.016~0.022
砂質河床, 粘土質河床	0.020 (平均値)
ドラグライン掘削機, 雑草少	0.025~0.033
平野の小水路, 雑草なし	0.025~0.033
平野の小水路, 雑草, 灌木有	0.030~0.040
平野の小水路, 雑草多, 礫河床	0.040~0.055
山地水路, 砂利, 玉石	0.030~0.050
山地水路, 玉石, 大玉石	0.040 以上
大濠路, 粘土, 砂質床, 地行少	0.018~0.035
大濠路, 礫河床	0.025~0.040

※建設省河川局監修、改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説・調査編、山海堂、1997より抜粋



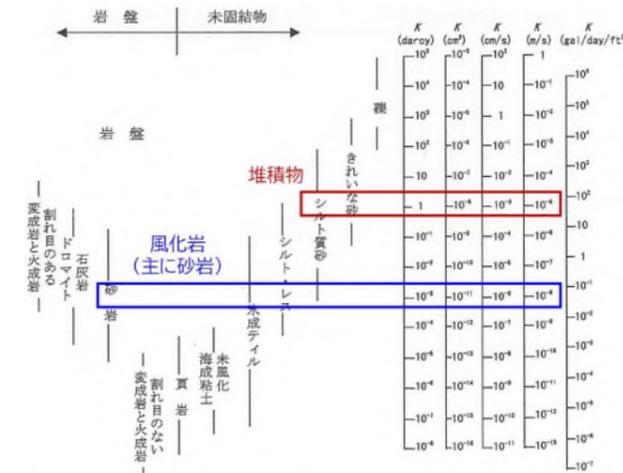
図 3.2-2 地表面の区分について

2) 水理地質区分・水理条件

地質の区分は大きく“堆積物”（埋土、盛土等を含む）と“基盤岩”（風化岩）に区分し、それぞれの水理定数は、一般値から表 3.2-2 のように設定する。

表 3.2-2 水理地質区分および水理定数の設定

水理地質区分	透水係数	有効間隙率
堆積物	1 × 10 ⁻⁵ m/s	0.15
風化岩 (主に砂岩)	1 × 10 ⁻⁸ m/s	0.07



※水理公式集、土木学会、1974より抜粋

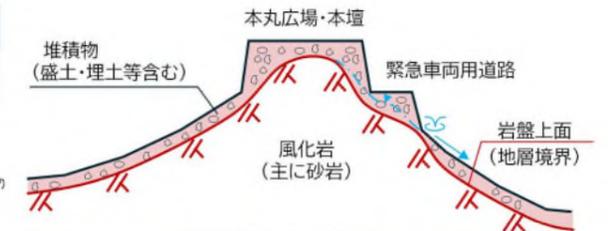


表 1-4 有効間隙率^{*)}

未固結地盤 (単位は%)		岩盤 (多数の実測値を整理した) (単位は%)	
地層	間隙率	間隙率	有効間隙率
沖積礫層	35	沖積砂礫層	30
細砂	35	砂層	30~40
砂丘砂層	30~35	ローム層	50~70
泥粘土質層	45~50	泥層粘土層	50~70

岩質	風化程度	間隙率	岩質	風化程度	間隙率
花崗岩	新鮮	0.3~5	安山岩		1~7
	かなり風化の進んだもの	10~25			
はんれい岩	新鮮	0.2~1	玄武岩	割れ目がないもの	0.5~5
	かなり風化の進んだもの	3~18		少し割れ目のあるもの	5~7
石灰岩	新鮮	0.5~1	タフ (大谷石)	新鮮	20~25
	多孔質なもの	10~27		多孔質なもの	25~50
頁岩	固結度の高いもの	0.4~3	砂岩	固結度の高いもの	0.6~7
	固結度の低いもの	3~10		固結度の低いもの	20~42

3) 降水条件（降雨パターンと降水量）

アメダス気象観測所「松山」の降水量を使用する。まず、10年平均降水量により再現計算を行い（ボーリング調査時の孔内水位と比較を行い）、水理定数の調整等を行ったのち、2024年1月～5月以降、月降水量～日降水量～時間降水量から、①50cmの路面変状が生じた7/1、②土砂流出発生時の最大時間降水量を計測した7/11 4:00、③最初の異常が確認された7/12 2:00それぞれの予測計算を行う。

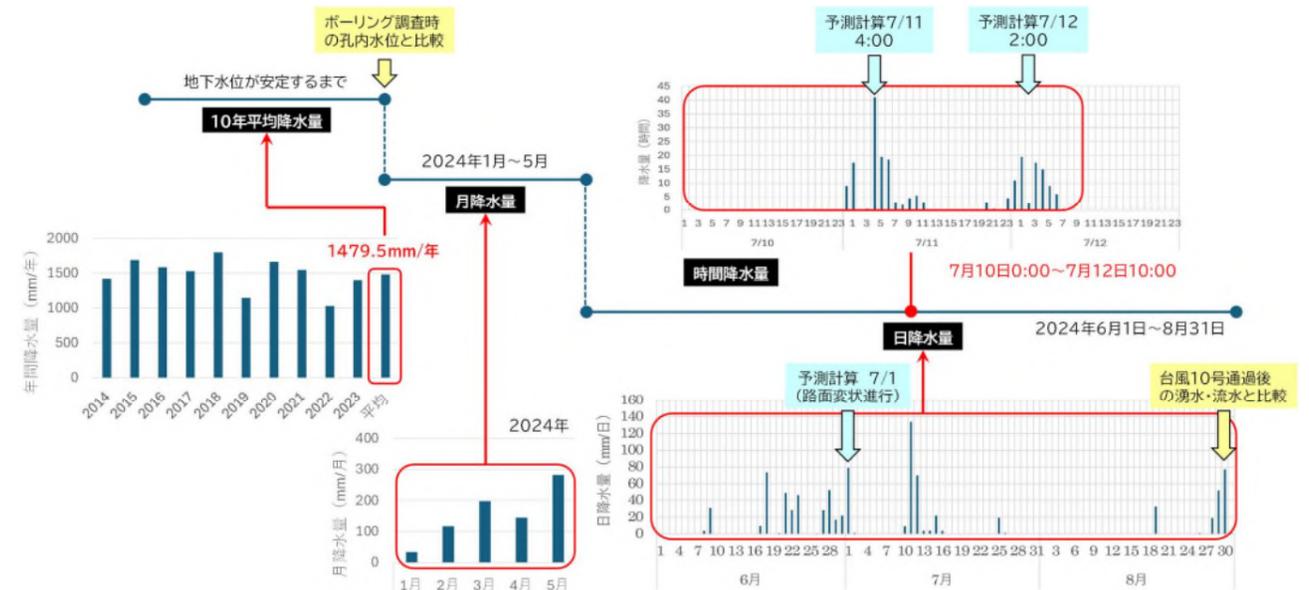


図 3.2-3 地下水解析に用いる降水条件について

【巻末資料】土質定数について

前述の安定解析を実施するにあたり、対象とする堆積物の $c \cdot \phi$ を推定するため、(国研) 土木研究所で開発された「土層強度検査棒」による試験の一つである「ベーンコーンせん断試験」を実施した (図-1)。

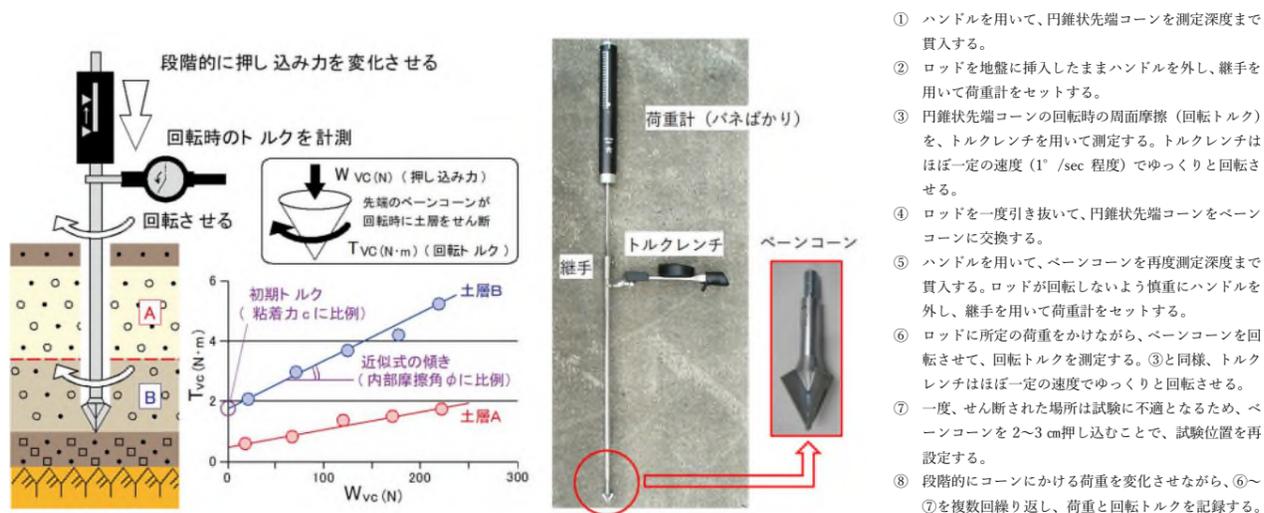


図-1 ベーンコーンせん断試験の概要

(1) 試験の実施位置

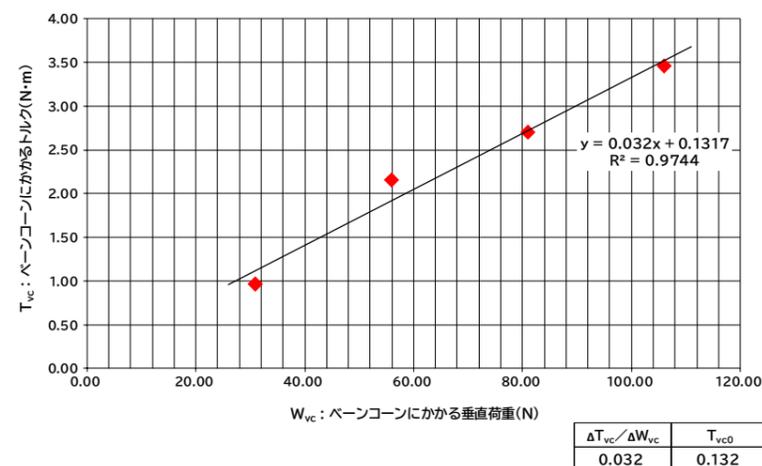
土砂流出の発生した A 箇所隣接し、瓦等が混在した堆積物に覆われる B 箇所の斜面内にて、地表部で瓦礫等が比較的少ないと目される地点を選定して (瓦礫等のベーンコーンへの接触による過度な回転トルクを避ける)、33 地点 (V1~V33) で試験を実施した。なお、各地点の試験深度は概ね 0.2m~0.4m 程度となっている。また、荷重計の読み値で 25N, 50N, 75N, 100N の 4 段階の荷重に対するトルク値を計測している。



図-2 B 箇所斜面内における試験実施地点 (左) および試験実施状況 (右)

(2) 試験結果の整理

各地点における試験結果に対して、佐々木 (2010) に準じて、それぞれベーンコーンにかかる垂直荷重 W_{vc} (N) と、ベーンコーンにかかるトルク T_{vc} (N・m) を算出して回帰式を求めるとともに、矢島ほか (2019) に基づき、回帰式の切片 (T_{vc0}) および傾き ($\Delta T_{vc} / \Delta W_{vc}$) から、試験地点それぞれの $c \cdot \phi$ を求めた (図-3)。



次式により c_{dk} と $\tan \phi_{dk}$ を求める $c_{dk} = 20.3 \times T_{vc0}$ (kN/m²), $\tan \phi_{dk} = 25.6 \times (\Delta T_{vc} / W_{vc})$

粘着力 c_{dk} (kN/m ²)	2.674	$\tan \phi_{dk}$	0.818	内部摩擦角 ϕ_{dk} (°)	39.3
-----------------------------------	-------	------------------	-------	-----------------------	------

図-3 ベーンコーンせん断試験による $c \cdot \phi$ の算定例

(3) 安定解析等に用いる $c \cdot \phi$ の推定

全 33 地点で求められた $c \cdot \phi$ を整理して図-4 に示す。結果は概ね内部摩擦角 ϕ の増加に対して粘着力 c が低下する負の相関を示している。一方、別途実施されたボーリング調査 (標準貫入試験) では、砂質土を主体とする堆積物 (埋土等) の N 値は N=5~15 程度を示しており、その内部摩擦角は 35° 程度と推定される (表-1)。

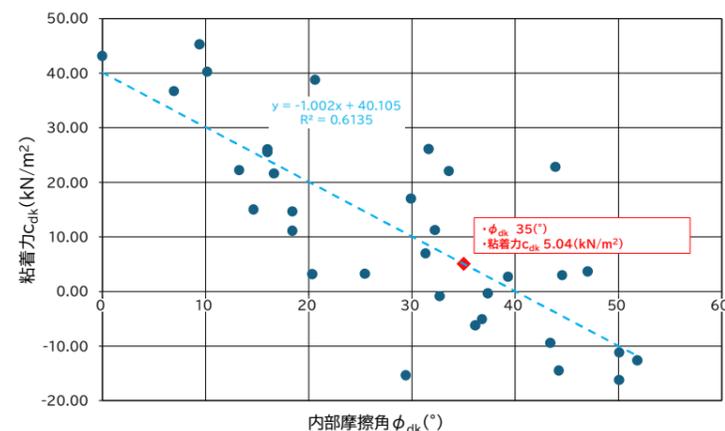


図-4 $c-\phi$ 相関図

表-1 砂の相対密度、内部摩擦角と N 値との関係

N 値	相対密度(relative density)Dr=	内部摩擦角 ϕ (度)	
		ベックによる	マイヤーホフによる
0~4	非常に緩い (very loose)	0.0~0.2	28.5 以下
4~10	緩い (loose)	0.2~0.4	28.5~30
10~30	中位の (medium)	0.4~0.6	30~36
30~50	密な (dense)	0.6~0.8	36~41
50 以上	非常に密な (very dense)	0.8~1.0	41 以上

※地盤調査法 (社団法人地盤工学会) より引用

以上の結果から、安定解析等の対象とする堆積物の $c \cdot \phi$ は、下記を仮値として用いる。

- ・ 内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ 、粘着力 $c = 5.04 \text{ kN/m}^2$ … 図-4 の相関図による

※佐々木靖人 (2010) : 土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル (案), 土木研究所資料 第 4176 号, 平成 22 年 7 月
 矢島良紀・山本定雄・金井哲男・法水哲・浅井健一 (2019) : 土層強度検査棒による地盤のせん断強度評価に関する考察, 日本応用地質学会令和元年度研究発表会講演論文集, pp239-240

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第 3 回委員会資料

3. 発生メカニズムについて

(3) 緊急車両用道路の影響検討

(1 回目の土砂流出発生源となった上流部（上部）における土砂流出メカニズムと緊急車両用道路の影響検討)

令和 6 年 10 月 11 日

< 目 次 >

3. 発生メカニズムについて

(3) 緊急車両用道路の影響検討

(1回目の土砂流出発生源となった上流部（上部）における土砂流出メカニズムと緊急車両用道路の影響検討)

1. 被災前の緊急車両用道路クラックの発生原因・・・・・・・・・・1
2. 緊急車両用道路の斜面変形への影響検討・・・・・・・・・・6
3. 緊急車両用道路の1回目の土砂流出発生への影響検討・・・・・・・・10

1. 被災前の緊急車両用道路クラックの発生原因

- ・7月12日の土砂流出発生源は、A箇所の上流部（上部）のいずれかから発生した可能性がある（資料2）。
- ・本章は、発生箇所の検討を行うにあたり、被災前の緊急車両用道路の変状発生状況や変状進行程度について検討した。

<結論>

- ・A箇所は、2015年に擁壁・盛土・カゴ枠が施工された。その後2017年に擁壁の傾きが確認され、2018年に舗装された後に道路クラックが確認された。その後の道路クラックは警報級の降水量の記録後に変状の進展がみられた。
- ・A箇所では、2024年6月中旬に道路クラックの変位が増加し、その後、7月1日に10cm以上の変位が発生、7月2日に約50cmの変位まで拡大したため、7月2日以降、応急対策工事が実施された。
- ・B箇所（緊急車両用道路の施工範囲外）も、2021年に道路縦断方向にクラックの存在が確認され、2023年にこのクラックの拡大が記録された。
- ・被災前の斜面変形は、道路施工範囲に関わらず発生している。この斜面変形は、降雨が誘因となり発生しており、変位の進行程度から7月2日頃には、斜面がかなり不安定な状況になっていたと推定する。

1.1 道路変状の発生状況について

- ・当該道路の影響検討は、当該道路工事に関する記録が残っている2015（平成27）年以降を対象とした。
- ・図1.1-1、表1.1-1に緊急車両用道路の変状発生箇所、図1.1-3に代表的な道路変状の写真を示した。併せて図1.1-2にそれぞれの変状発生前の土壌雨量指数値（降雨期間中の最大値）を示す。

(1) A箇所：被災前の変状発生状況

表 1.1-1 緊急車両用道路のA箇所（2015年施工区間）とB箇所における主な変状と降雨の関係

年月日	各種履歴		変状番号
	特徴的な大雨	道路変状等	
2017（平成29）年9月17日	累積雨量187.5、土壌雨量指数最大値159(19時)		
2017（平成29）年9月19日～2018（平成30）年11月21日		擁壁に軽微な傾きを確認	①
2018（平成30）年7月5日～8日 ※西日本豪雨	累積雨量361、土壌雨量指数最大値196(7日7時)		
2018（平成30）年7月17日～30日		舗装面に亀裂発生を確認	②
2018（平成30）年9月8日～10日	累積雨量198、土壌雨量指数最大値158(9日16時)		
2018（平成30）年11月28日～12月13日		良門スロープ下（A箇所）の路肩（斜面側）地盤の沈下、舗装面下空洞確認	③
2020（令和2）年7月6日～8日	累積雨量299.5、土壌雨量指数最大値177(8日3時)		
2020（令和2）年8月17日		良門スロープ下（A箇所）の路肩に近い舗装面に凹み確認	④
2023（令和5）年6月30日～7月1日	累積雨量263.5、土壌雨量指数最大値183(1日5時)		
2023（令和5）年7月10日～13日		良門スロープ下（A箇所）の路肩下斜面の一部崩壊。	⑤
2023（令和5）年10月2日～11月27日		擁壁とカゴ枠工の隙間、カゴ枠工下部の斜面の表層崩壊を確認	⑥
2024（令和6）年6月11日		良門スロープ下（A箇所）の道路路肩の舗装に亀裂確認。	⑦
2024（令和6）年6月27日～7月1日	累積雨量199、土壌雨量指数最大値107(1日16時)		
2024（令和6）年7月1日～2日		道路起点～良門スロープ下（A箇所）にかけて路面の亀裂拡大（斜面側への沈下）と擁壁の傾きを確認	⑧
2024（令和6）年7月11日～7月12日 ※崩壊直前～発生	累積雨量197.5、土壌雨量指数最大値127(12日4時)	3時49時頃崩壊発生、その後4時45分、4時50分頃にも発生。	

当該地区の被災前の道路変状の結果を以下に示す。

- ・2017年にA箇所を確認された緊急車両用道路の擁壁の傾き（①）～2024年の舗装面クラック変状（⑦）は、変状発生前に土砂災害警戒情報下限値を超過している。
- ・最も大きな変位が発生した2024年7月1～2日は、土砂災害警戒情報下限値以下である（図1.1-3）。しかし、2024年6月の月間降水量（363mm：図1.1-2上の赤矢印）は、過去20年間の出水期の月間降水量の平均（182mm）の約2倍であり、6月の月間降水量としては過去20年間で第2位を記録している。

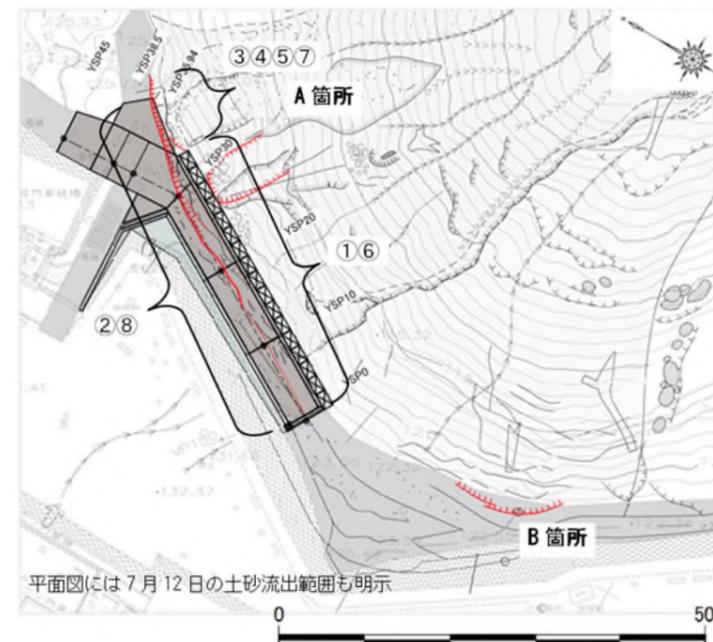


図 1.1-1 緊急車両用道路沿いの変状箇所（赤波線、図中番号は図1.1-2、3の番号と共通）

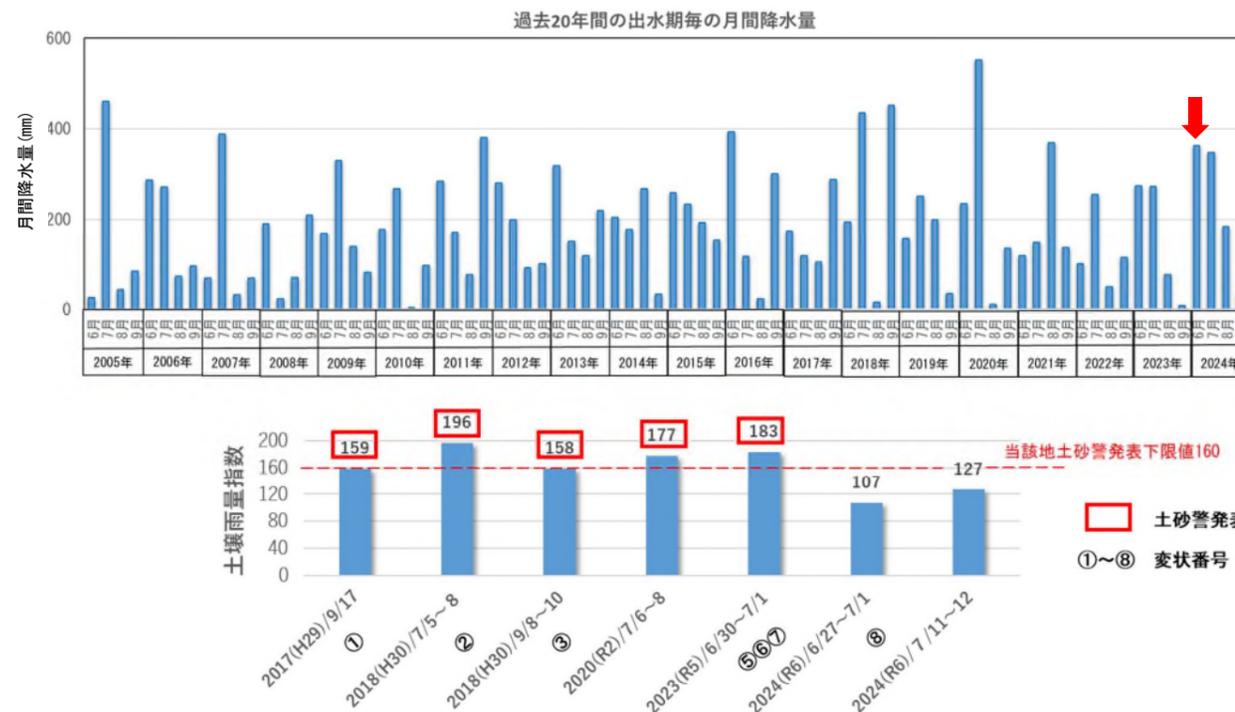


図 1.1-2 過去20年間の出水期の月間降水量と変状前に発生した降雨の土壌雨量指数値（最大値）

※雨量データは、松山観測所アメダスデータ 出典：気象庁ホームページ (<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>)、土壌雨量指数は気象庁のタンクモデルによる計算手法と同じ手法、条件で計算した。

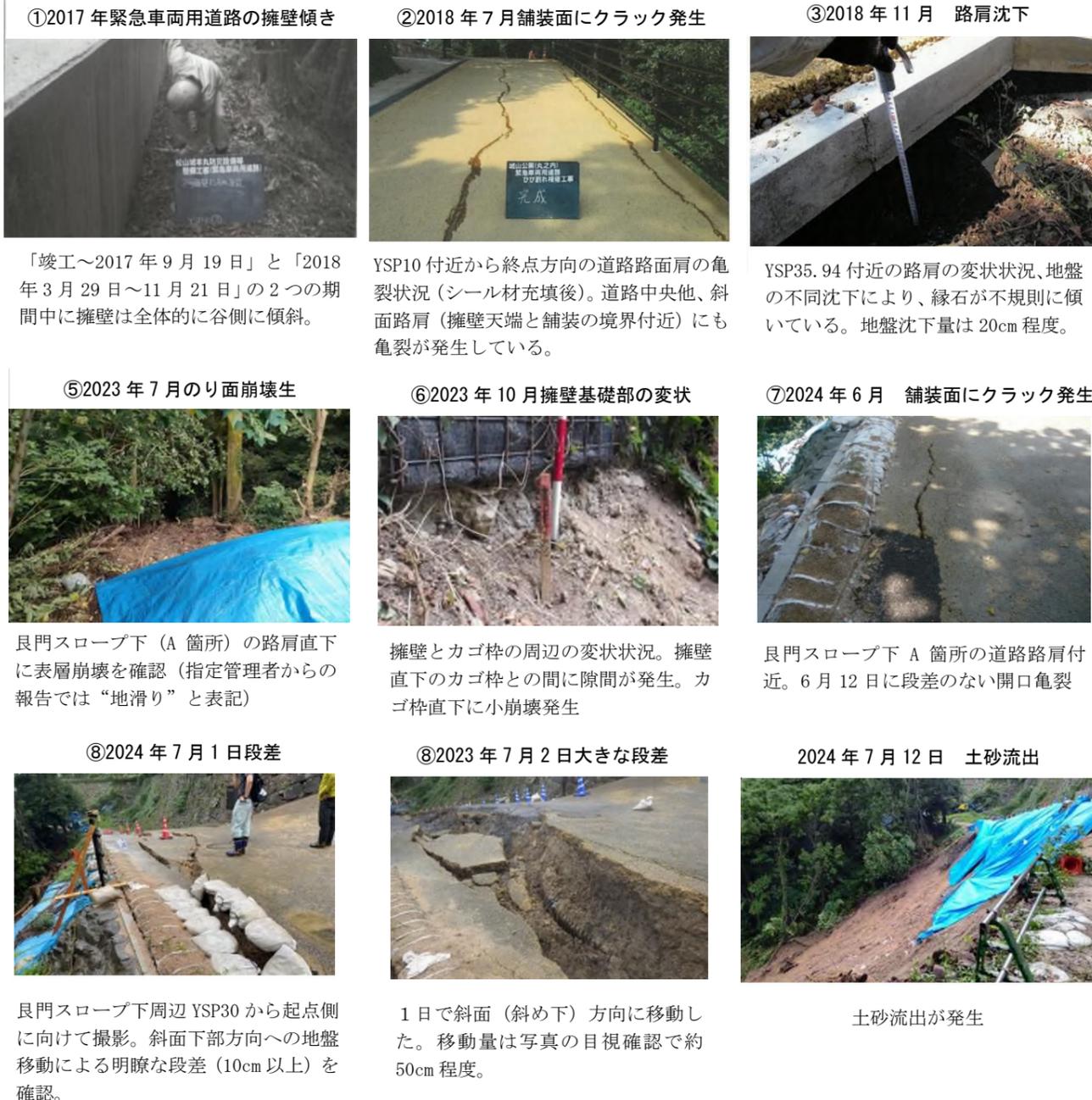


図 1.1-3 A 箇所の代表的な道路変状の時系列整理
（①、②、③、⑤、⑥、⑦、⑧は表 1.1-1 の変状番号を示す）

(2) B 箇所：被災前の変状発生状況

- ・ 2015年に道路施工された区間（A箇所）以外では、B箇所（図 1.1-1）で被災前に2回の変状記録が残されている（図 1.1-4、図 1.1-5）。
- ・ B箇所の変状は、A箇所と異なり、調査時に存在が確認されたものであり、定期巡回でないため変状発生時期は不正確である。2021年にはその直前に大きな降雨が記録されていないが、2023年の変状発見前は大雨が記録されている（図 1.1-2）。

(3) まとめ

- ・ A箇所は、2015年に擁壁・盛土・カゴ枠・舗装がされた。その後、2017年に道路クラックが確認された。道路クラックは、A箇所（道路施工箇所）・B箇所（施工範囲外）ともに大雨の後に変状の進展がみられた。



図 1.1-4 2021（令和3）年11月9日 B 箇所（擁壁未施工箇所）で確認された道路クラック



2021年11月に確認されたクラック発生箇所と同じ箇所、2年前に比べて変状規模が拡大（クラック延長約10m）となっている（左写真）。その後表流水侵入防止のためにブルーシートで養生（右写真）。

図 1.1-5 2023（令和5）年7月9～13日 B 箇所（擁壁未施工箇所）で確認された道路クラック

1.2 道路変状の発生要因について

(1) 被災前の道路クラック発生原因の検討

本項では、緊急車専用道路に形成された道路クラックの成因について検討した。

(目的)

- 道路クラックは、図 1.2-1 に示す「沈下」「傾動」「下方移動」のいずれかで形成されたと考えられる。また、それらが発生する原因は以下の2つを想定して検討する。
- 発生原因1：構造物荷重に対する基礎地盤の支持力不足、基礎地盤自体の変形（擁壁の傾倒含む）
- 発生原因2：斜面の不安定化（斜面下方への変形）

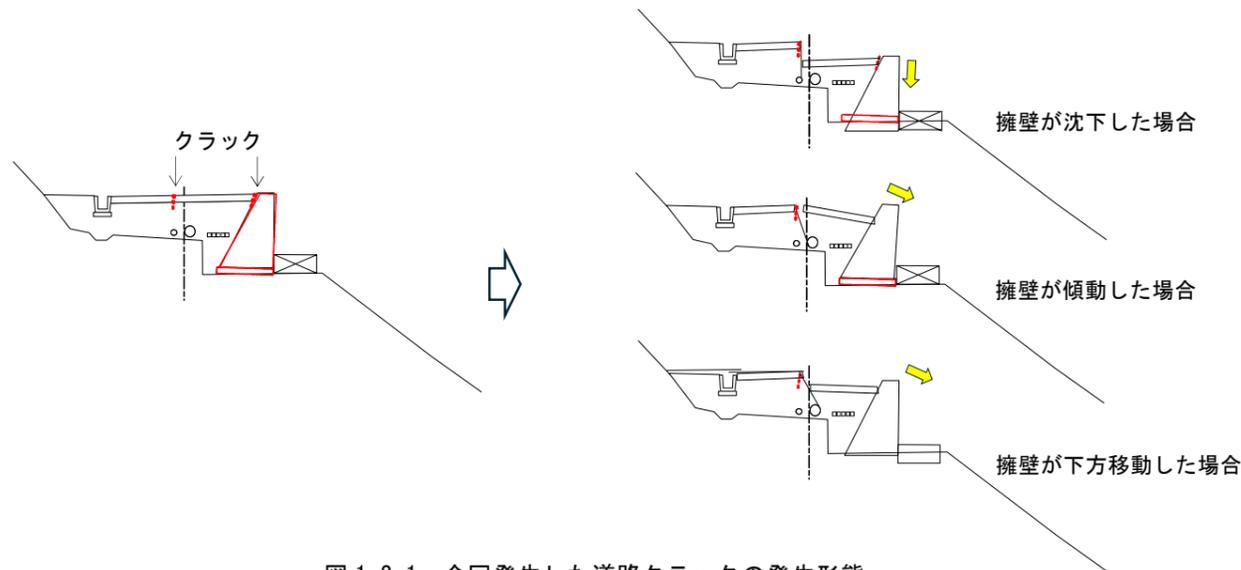


図 1.2-1 今回発生した道路クラックの発生形態

(検討方法)

- 発生原因を検討するため、以下3つの計算を実施した。
- a) 擁壁荷重による地盤の沈下（即時沈下）
- b) 擁壁直下地盤の水浸沈下
- c) 擁壁の傾動による沈下

(検討結果)

- a) 擁壁荷重による地盤の沈下（即時沈下）
 - 擁壁の基礎地盤は主に砂質土から構成される捨土層であることから、日本建築学会の砂地盤の即時沈下（弾性沈下）の計算式を適用した。
 - 2023年の道路擁壁沿いで実施した簡易貫入試験結果（最低値 $N_d=10$ ）を踏まえて、沈下計算を行った結果、 N_d 値から推定する擁壁の自重による即時沈下量は1cm以下と推定する。

$$S_E = I_G \frac{1-v^2}{E_s} q B$$

S_E = 即時沈下量(m)
 I_G : 沈下係数
 v = ポアソン比
 q = 基礎に作用する荷重(kN/m²)
 B = 基礎の短辺長さ(m)
 E_s = 地盤の変形係数(kN/m²)

上記において、
 $E = 1400 \cdot N$ (kN/m², N は標準貫入試験のN値、沖積砂質土の値)
 $= 1400 \cdot 6.6$ (kN/m²) ※ $N=0.66N_d$ (N_d は簡易貫入試験値、新他による (1986))
 $= 9240$ (kN/m²)
 $v = 0.3$ (砂)
 $I_G = 1.0$ (L (基礎長辺) / $B = 5$ 以上)

以上より、即時沈下量は
 $S_E = I_G \cdot (1-v^2) \cdot q \cdot B / E$
 $= 1.0 \cdot (1-0.09) \cdot 22 \sim 30 \cdot 1.5 / 9240$
 $= 1.0 \cdot 0.99 \cdot 22 \sim 30 \cdot 1.5 / 9240$
 $= 21.8 \sim 44.6 / 9240 = 0.002 \sim 0.005m < 1cm$

図 1.2-2 擁壁の即時沈下計算結果
 計算方法は建築基礎構造設計指針（日本建築学会）に準拠した

b) 擁壁直下地盤の水浸沈下

- 既往資料による砂質土地盤の水浸による圧縮ひずみと細粒分含有率の関係は図 1.2-3 とされている。
- 捨土層の細粒分は、当該地区の既往資料（図 1.2-4）を用いた場合 2%程度であり、水浸による圧縮ひずみは 1%程度と想定する。擁壁直下の捨土層厚は約 1m (100cm) とすると水浸沈下量は 1cm 程度と推定できる。

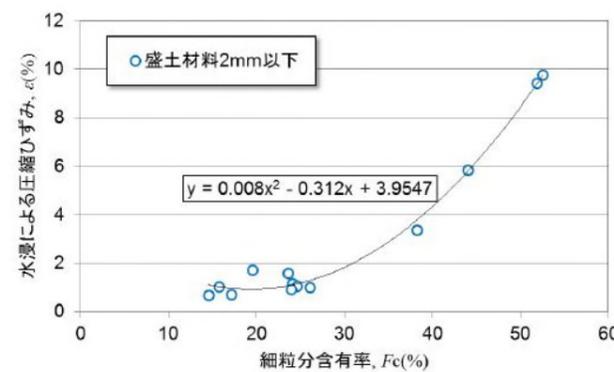


図 1.2-3 締固めた砂質土の水浸による圧縮ひずみと細粒分含有率の関係 ($D_c=85\%$ 、荷重 50kN/m²)

一般財団法人建設工学研究所 (2016) : 宅地盛土の水浸沈下現場試験方法に関する共同研究 最終報告書より引用

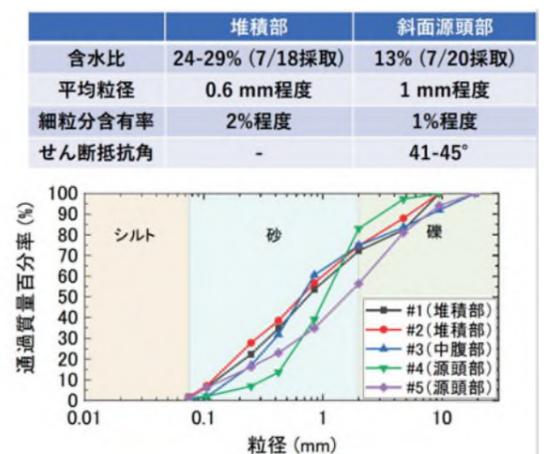


図 1.2-4 引用した当該地域の堆積物の物性値

岡村・小野 (2024) 流動化した土砂の物理特性と流下経路の観察 (仮)、第3回「松山市城山斜面崩壊・緑町土砂災害」調査速報会より引用

C) 擁壁の傾動による沈下

- ・ 7月2日の沈下量は、黒板の大きさから50cm程度と想定する(図1.2-5)。
- ・ 擁壁の傾動により50cmの沈下が発生するためには、擁壁の傾きは42°が必要である。しかし、同じ図1.2-5によると、擁壁天端のガードパイプに傾倒は見られない。

<まとめ>

- ・ a) 即時沈下とb) 水浸沈下を合わせた擁壁荷重に起因した沈下量は数cm程度である。
- ・ c) 擁壁はほぼ傾動せず、変形せずに水平に下方移動しているため、傾動していない。
- ・ 上記より7月2日の50cmの変位が自重や支持力不足による擁壁傾動による沈下の可能性は低い。そのため、被災前に発生した道路クラックは、発生原因2: 斜面の不安定化(斜面下方への変形)が原因と考える。



7月1日の変状状況

7月2日の変状状況

ガードパイプは傾倒しておらず擁壁は、傾動ではなく沈下もしくは斜面下方への移動している。ガードパイプは水平移動量よりも沈下量が多い。

図1.2-5 7月1～2日の緊急車両用道路の変状状況の比較(YSP20～終点側を望む)



7月2日撮影

図1.2-6 令和6年7月2日を含む3時期の道路変状状況

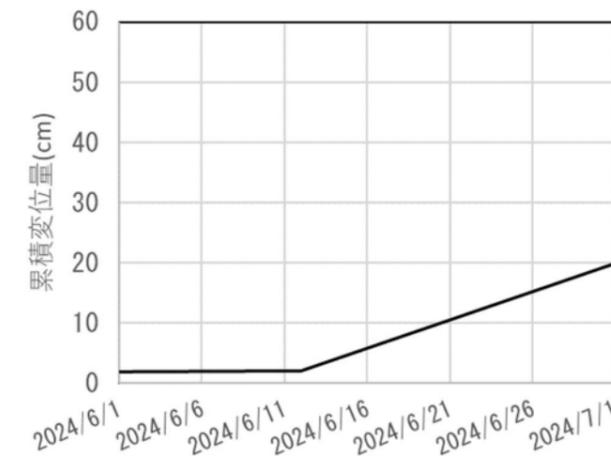


図1.2-7 写真からのデータによる道路変状の累積変位量

(2) 道路クラックの変状の進行速度から推定される被災直前の斜面安定度

(目的) 道路クラック写真の変状の進行の程度から、斜面変形の進行性や安定性の変化を推定した。

(検討方法) 道路クラックの拡大が顕著になった6月12日～被災までのクラック拡大速度の変化を現場写真(図1.2-6)から想定した。

(検討結果)

- ・ 緊急車両用道路の段差は、6月24日以降を比較すると、7月1日に急激に速度を増し、7月2日には50cmの段差を生じている(図1.2-7)。
- ・ 緊急車両用道路部では、7月1日以降、活動が活発化し、7月2日にはかなり不安定な状況になっていたと推定する。
- ・ なお、7月3日から応急対策工事が実施され、道路擁壁と盛土の撤去による荷重除荷が行われている。

(3) 被災前の道路クラック発生原因の推定（斜面変形の発生条件）

本項では、1.1項の道路変状の発生の状況整理結果ならびに（1）～（2）の検討結果を踏まえ、道路変状の発生原因について検討した。

<用語定義>

- ・ 斜面変形：7月12日に道路に発生した道路クラックを形成した斜面変状。
- ・ 土砂流出・土砂流下：7月12日に発生した土砂流出とそれらが下方斜面への流下する現象を示す。

<まとめ>

- ・ 今回、土砂流出があった緊急車両用道路周辺では、擁壁施工の有無によらず、2017年以降に警報級の大雨を契機に変状が繰り返し発生している。
- ・ 道路変状は、擁壁自体の沈下や傾倒ではなく、斜面の下方への変形（＝斜面変形）が原因である。
- ・ 緊急車両用道路部では、7月1日以降、活動が活発化し、7月2日には大きな変形が発生する段階まで進んでいたため、7月2日時点で、斜面はかなり不安定な状況になっていたと推定する。

■ 被災前の道路クラック発生メカニズム

被災前の道路変状の発生メカニズムを以下に示すとともに図1.2-8に変状経緯をまとめ、図1.2-9にモデルを示す。

- 1) 令和6年6月以前、斜面変形が進行し道路クラックや舗装面の変形、表層崩壊が発生
- 2) 令和6年7月2日は、6月30日～7月1日の降雨後の後に斜面変形が進行し、緊急車両用道路に50cmの路面段差が発生

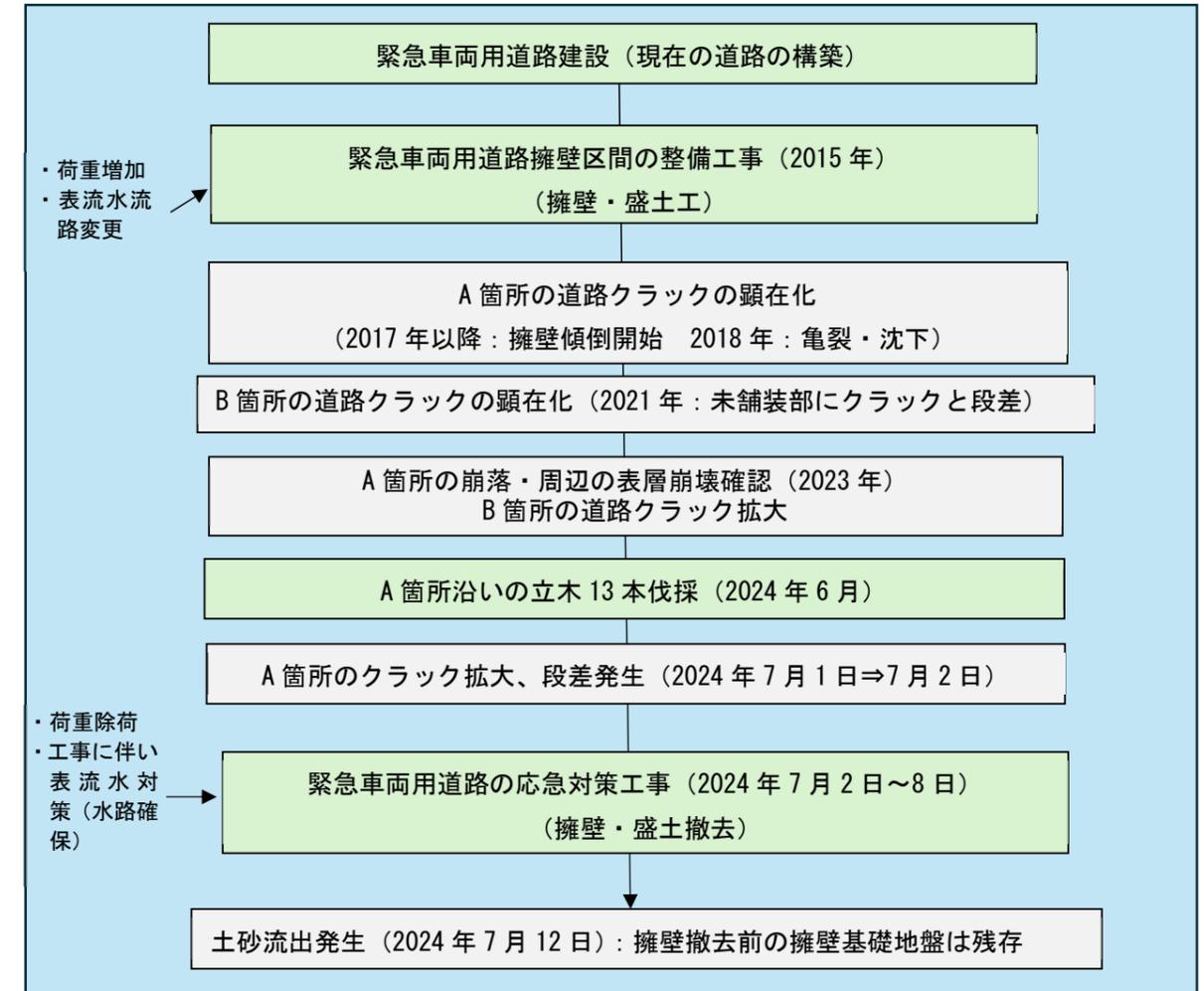
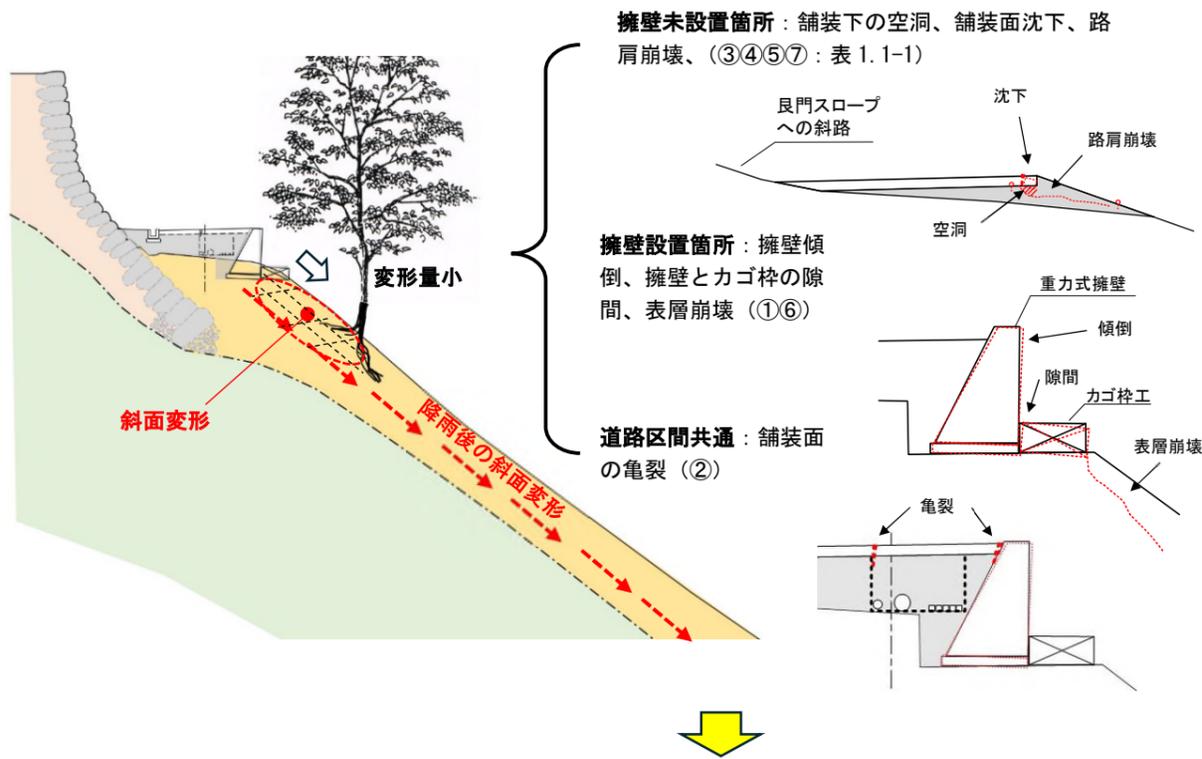


図1.2-8 7月12日被災前の変状発生経緯

■令和6年6月以前の代表的な斜面変形



■令和6年7月2日時点の斜面変形

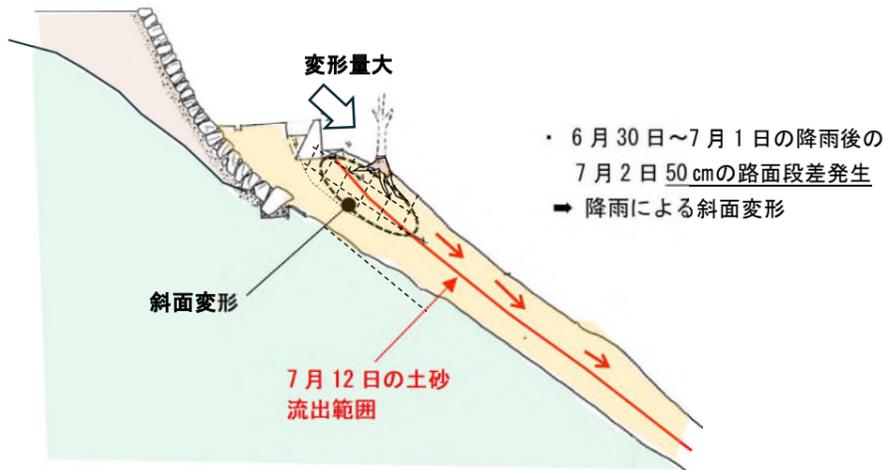


図 1.2-9 被災前の道路クラック発生（斜面変形）メカニズム

2. 緊急車両用道路の斜面変形への影響検討

- 7月12日の土砂流出前に当該斜面で発生していた斜面変形について、緊急車両用道路の影響で不安定化した可能性を検討した。
- 対象は、被災前に道路クラックを発生させた“斜面変形”における道路影響の検討である。

■概要

- 大中小の3つの円弧すべりを仮定し、緊急車両用道路施工に伴う斜面の安全率を試算した。いずれの円弧も道路中央に発生したクラックを通るものとした。
- 試算の地下水位条件は満水位と水位なしの2条件、荷重条件は道路擁壁の施工前と施工後の2条件とした。
- 結果、仮定したすべり円弧の①②③ともに、道路施工に伴う安全率低下は2.4%以上であり、被災前の斜面において、道路施工が“斜面変形”に影響を与えていた可能性がある。

2.1 安定解析による緊急車両用道路施工の影響の試算条件

1) 解析断面

- 検討断面は、緊急車両用道路の擁壁高さが2mと高い箇所、かつ7月12日土砂流出範囲の中央部に配置したA-1断面とした。
- A-1断面において、以下に示す大中小の3つの円弧すべりを仮定した(図2.1-2)。
- いずれの円弧もクラックが認められた緊急車両用道路の道路中央を通るものとした。
 - すべり円弧①：想定長 約10.5m。周囲の崩壊地形を参考に仮定した(図2-1.1)。
 - すべり円弧②：想定長 約40m。被災後地形の地形変換点を参考に仮定した。
 - すべり円弧③：想定長 約60m。被災後地形の地形変換点を参考に仮定した。

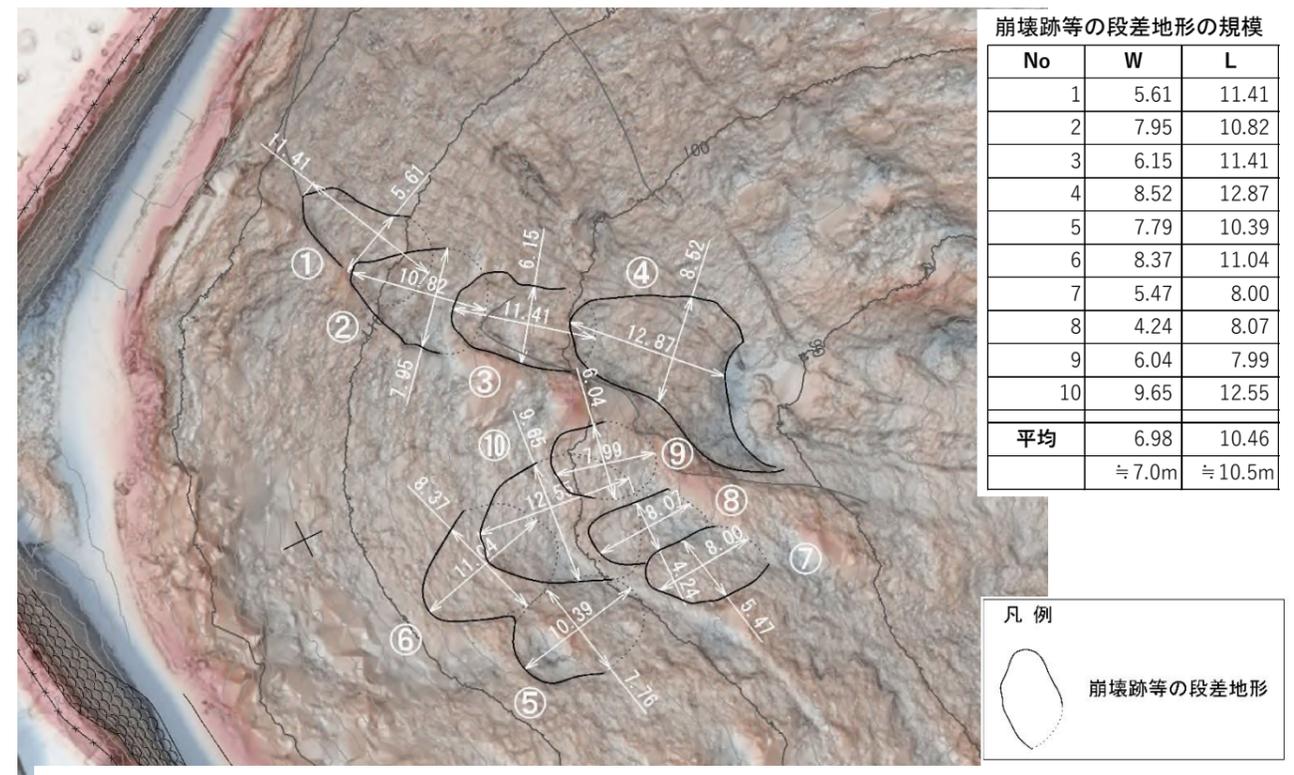


図 2.1-1 3次元地形図による崩壊跡等の段差地形の抽出結果

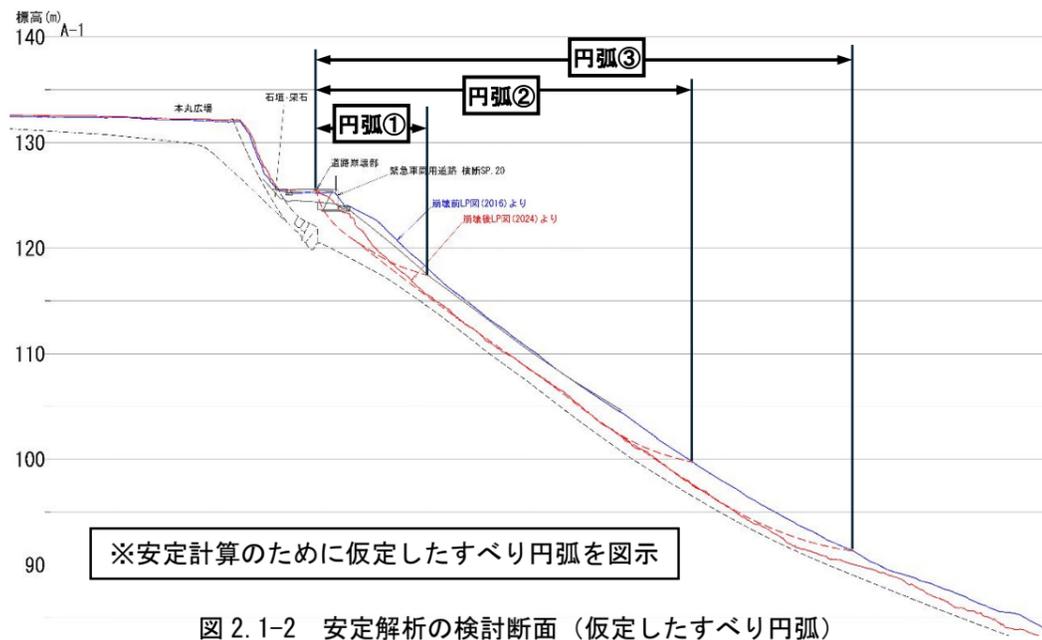


図 2.1-2 安定解析の検討断面（仮定したすべり円弧）

2) 土質定数

ここでは、原位置試験（ペーンコーンせん断試験；資料3 p13 巻末資料参照）で得られた土質強度と逆算により得られた土質強度の2ケースを設定して（表 2.1-1）、安全率を試算した。

- ・ 湿潤単位体積重量 γ_t : 18kN/m³
 ※愛媛大学の速報値を参考： $\gamma_t = \gamma_d \times (1 + w/100) = 1.6 \times (1 + 13/100) \div 1.8 \text{gf/cm}^3 = 18 \text{kN/m}^3$
 γ_d : 乾燥密度 (gf/cm³)、 w : 初期含水比(%)
- ・ 土質強度（すべり面強度）
 すべり円弧①～③の土質強度は、表 2.1-1 に示す値となる。
 なお、逆算により土質強度を算出する際、現地地盤は砂質土であることから内部摩擦角を $\phi = 30^\circ$ に固定して粘着力 C を逆算により求めた。土質強度の逆算条件は、擁壁建設前地形で、地下水位なし、初期安全率 $F_s = 1.00$ と仮定して算出した。
 それ以外の土質定数については、一般値を採用した。

表 2.1-1 設定した土質強度

すべり面	原位置試験結果		逆算強度	
	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
すべり円弧①	5.04	35	1.35	30
すべり円弧②			2.76	
すべり円弧③			2.11	

3) 試算条件

- ・ 地下水位：満水位と水位なしの2条件
- ・ 荷重：道路擁壁設置前と施工後の2条件

2.2 安定解析による緊急車両用道路施工の影響の試算結果

仮定した3つのすべり円弧の安定解析結果を図 2.2-1～図 2.2-12 に示し、結果一覧を表 2.2-1 にとりまとめた。

【試算結果】

- ・ 水位条件、土質強度の設定条件によって安全率の低下量は変化するものの、すべり円弧①～③のいずれにおいても、緊急車両用道路（擁壁・盛土）の施工によって安全率は低下する結果となる。
- ・ 被災前の斜面において、緊急車両用道路の擁壁・盛土荷重は、被災前の緊急車両用道路で発生していた道路クラックの原因である“斜面変形”に影響を及ぼした可能性がある。

表 2.2-1 擁壁施工による仮定したすべり円弧の安全率の低下

<すべり円弧①>

土質強度設定条件	原位置試験結果による土質定数		逆算強度による土質定数	
	水位無し	満水位	水位無し	満水位
水位条件				
施工前の安全率	1.475	0.886	1.000	0.524
施工後の安全率	1.347	0.789	0.946	0.494
安全率の差分 ΔF	-0.128 (12.8%減)	-0.097 (9.7%減)	-0.054 (5.4%減)	-0.030 (3.0%減)

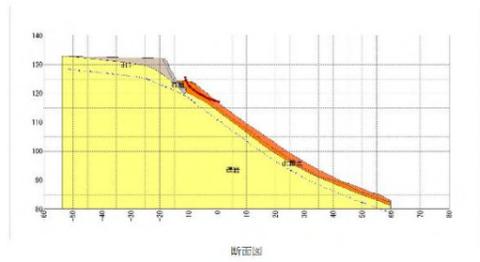
<すべり円弧②>

土質強度設定条件	原位置試験結果による土質定数		逆算強度による土質定数	
	水位無し	満水位	水位無し	満水位
水位条件				
施工前の安全率	1.320	0.778	1.000	0.557
施工後の安全率	1.241	0.721	0.947	0.523
安全率の差分 ΔF	-0.079 (7.9%減)	-0.057 (5.7%減)	-0.053 (5.3%減)	-0.034 (3.4%減)

<すべり円弧③>

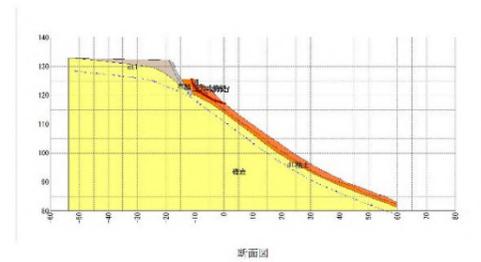
土質強度設定条件	原位置試験結果による土質定数		逆算強度による土質定数	
	水位無し	満水位	水位無し	満水位
水位条件				
施工前の安全率	1.373	0.804	1.000	0.538
施工後の安全率	1.306	0.758	0.959	0.514
安全率の差分 ΔF	-0.067 (6.7%減)	-0.046 (4.6%減)	-0.041 (4.1%減)	-0.024 (2.4%減)

【原位置試験結果による土質強度 安定解析結果図】



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.475
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	-43.5
すべり面長	L	m	12.770
面積	A	m ²	17.15
法線力	N	kN/m	256.28
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	243.81
地すべり力	T	kN/m	165.24

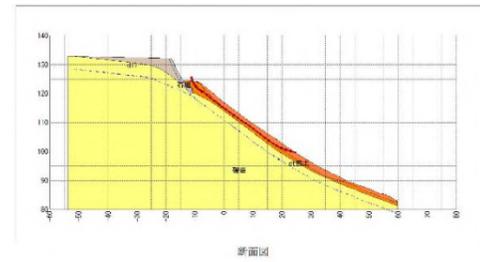
< 施工前 >



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.347
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	-37.4
すべり面長	L	m	15.054
面積	A	m ²	25.42
法線力	N	kN/m	380.35
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	341.58
地すべり力	T	kN/m	233.46

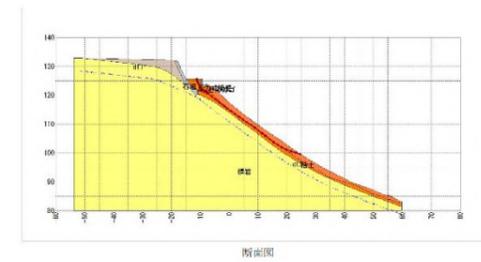
< 施工後 >

図 2.2-1 安定解析結果 (すべり円弧①、水位無し、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.320
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	-82.6
すべり面長	L	m	43.677
面積	A	m ²	66.50
法線力	N	kN/m	975.16
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	902.96
地すべり力	T	kN/m	683.60

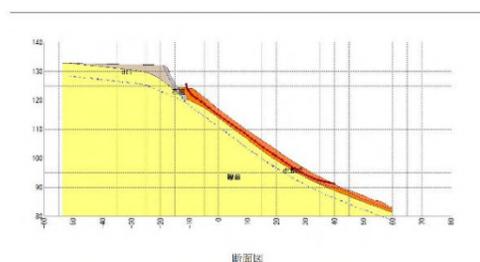
< 施工前 >



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.241
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	-84.2
すべり面長	L	m	44.994
面積	A	m ²	77.65
法線力	N	kN/m	1131.05
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	1018.00
地すべり力	T	kN/m	820.00

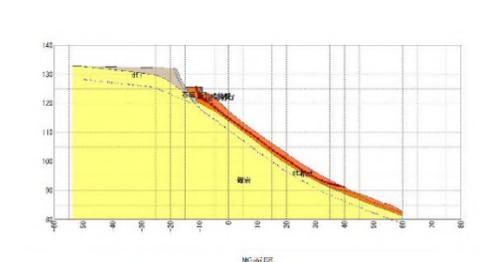
< 施工後 >

図 2.2-3 安定解析結果 (すべり円弧②、水位無し、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.373
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	-164.0
すべり面長	L	m	61.123
面積	A	m ²	95.10
法線力	N	kN/m	1415.03
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	1298.84
地すべり力	T	kN/m	945.65

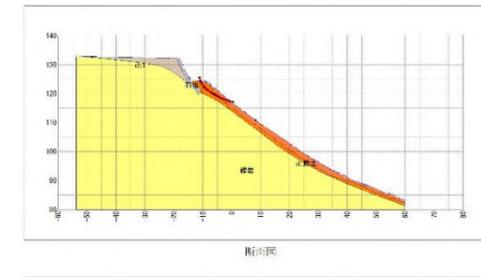
< 施工前 >



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.306
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	115.6
すべり面長	L	m	62.410
面積	A	m ²	106.25
法線力	N	kN/m	1570.92
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	1414.08
地すべり力	T	kN/m	1082.05

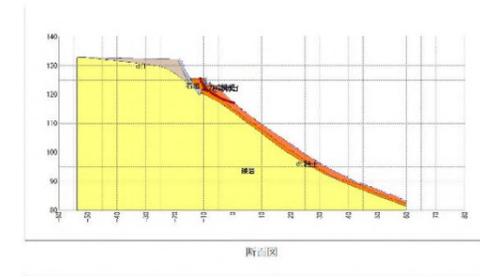
< 施工後 >

図 2.2-5 安定解析結果 (すべり円弧③、水位無し、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.886
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	54.6
すべり面長	L	m	12.770
面積	A	m ²	17.12
法線力	N	kN/m	270.68
間隙水圧	U	kN/m	141.79
地すべり抵抗力	S	kN/m	154.22
地すべり力	T	kN/m	173.99

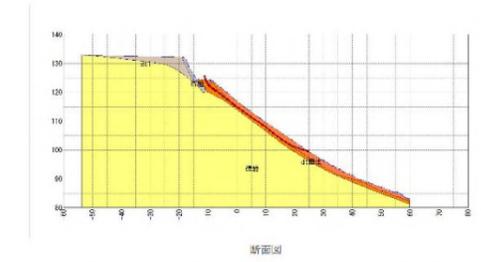
< 施工前 >



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.789
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	109.7
すべり面長	L	m	15.054
面積	A	m ²	25.42
法線力	N	kN/m	401.18
間隙水圧	U	kN/m	207.62
地すべり抵抗力	S	kN/m	210.96
地すべり力	T	kN/m	267.21

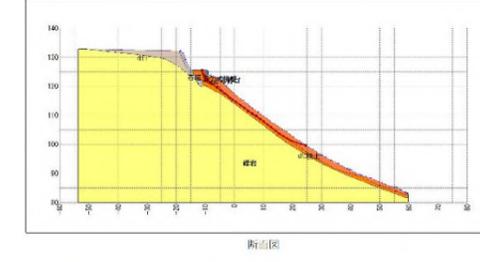
< 施工後 >

図 2.2-2 安定解析結果 (すべり円弧①、満水位、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.778
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	304.1
すべり面長	L	m	43.678
面積	A	m ²	66.48
法線力	N	kN/m	1029.07
間隙水圧	U	kN/m	541.51
地すべり抵抗力	S	kN/m	561.59
地すべり力	T	kN/m	721.33

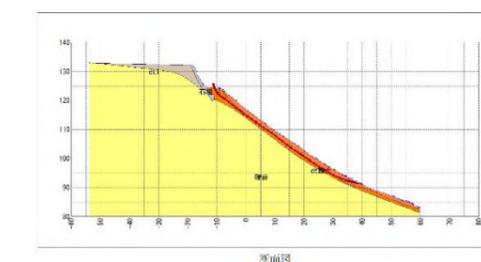
< 施工前 >



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.721
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	413.7
すべり面長	L	m	44.994
面積	A	m ²	77.65
法線力	N	kN/m	1193.55
間隙水圧	U	kN/m	624.73
地すべり抵抗力	S	kN/m	624.69
地すべり力	T	kN/m	865.25

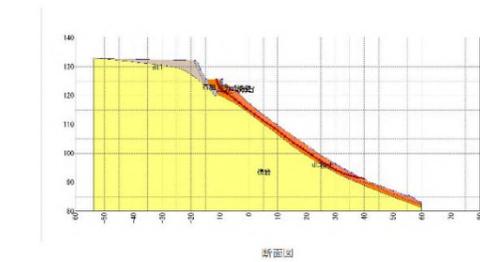
< 施工後 >

図 2.2-4 安定解析結果 (すべり円弧②、満水位、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.804
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	394.5
すべり面長	L	m	61.124
面積	A	m ²	95.08
法線力	N	kN/m	1493.58
間隙水圧	U	kN/m	760.21
地すべり抵抗力	S	kN/m	803.28
地すべり力	T	kN/m	997.92

< 施工前 >

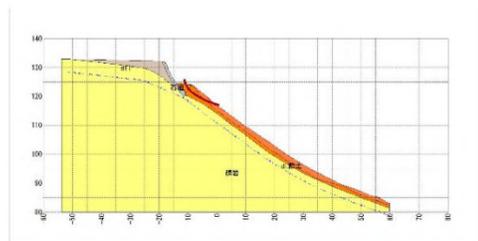


種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.738
計画安全率	p.Fs	-	1.200
抑圧力	Pr	kN/m	503.9
すべり面長	L	m	62.410
面積	A	m ²	106.25
法線力	N	kN/m	1657.80
間隙水圧	U	kN/m	869.43
地すべり抵抗力	S	kN/m	866.38
地すべり力	T	kN/m	1141.84

< 施工後 >

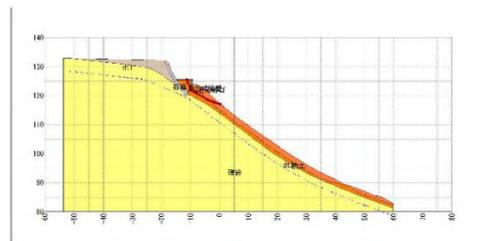
図 2.2-6 安定解析結果 (すべり円弧③、満水位、土質強度:原位置試験結果、施工前・施工後)

【逆算強度による土質強度 安定解析結果図】



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.000
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	53.1
すべり面長	L	m	12.770
面積	A	m ²	17.13
法線力	N	kN/m	286.38
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	165.19
地すべり力	T	kN/m	165.31

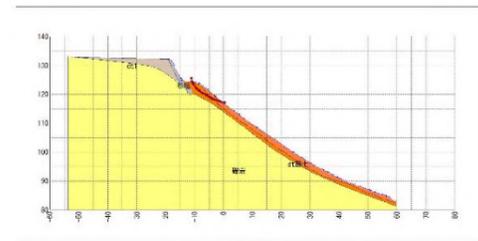
<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.946
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	65.3
すべり面長	L	m	15.054
面積	A	m ²	25.42
法線力	N	kN/m	380.33
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	239.90
地すべり力	T	kN/m	253.46

<施工後>

図 2.2-7 安定解析結果 (すべり円弧①、水位無し、土質強度：逆算、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.394
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	117.3
すべり面長	L	m	12.770
面積	A	m ²	17.12
法線力	N	kN/m	270.08
間隙水圧	U	kN/m	141.79
地すべり抵抗力	S	kN/m	91.29
地すべり力	T	kN/m	173.99

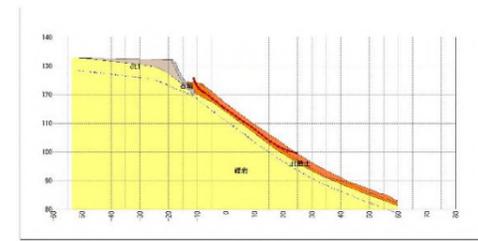
<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.494
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	188.6
すべり面長	L	m	15.054
面積	A	m ²	25.42
法線力	N	kN/m	401.18
間隙水圧	U	kN/m	207.62
地すべり抵抗力	S	kN/m	132.06
地すべり力	T	kN/m	267.21

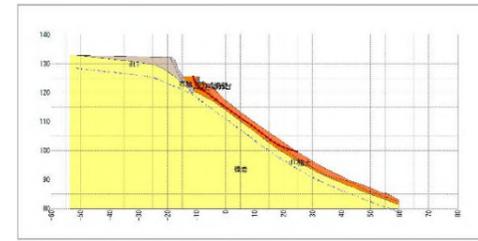
<施工後>

図 2.2-8 安定解析結果 (すべり円弧①、満水位、土質強度：逆算、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.000
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	136.8
すべり面長	L	m	43.677
面積	A	m ²	66.30
法線力	N	kN/m	975.16
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	688.56
地すべり力	T	kN/m	688.60

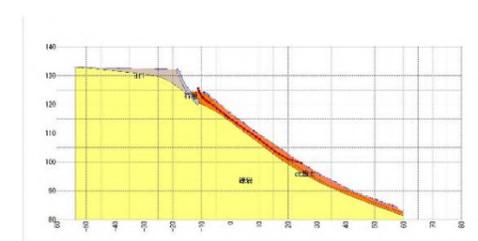
<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.947
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	206.8
すべり面長	L	m	44.994
面積	A	m ²	77.65
法線力	N	kN/m	1131.05
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	777.22
地すべり力	T	kN/m	820.00

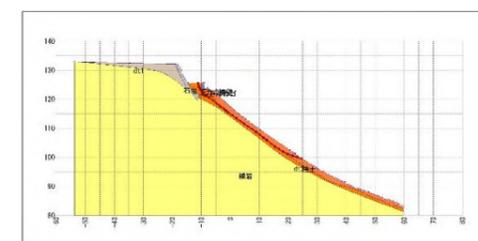
<施工後>

図 2.2-9 安定解析結果 (すべり円弧②、水位無し、土質強度：逆算、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.557
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	403.6
すべり面長	L	m	43.678
面積	A	m ²	66.48
法線力	N	kN/m	1029.07
間隙水圧	U	kN/m	541.51
地すべり抵抗力	S	kN/m	402.04
地すべり力	T	kN/m	721.33

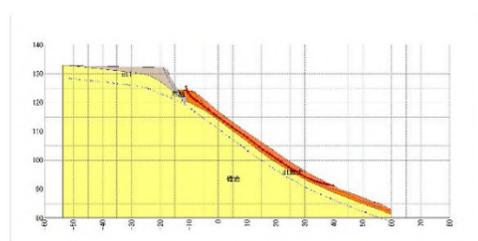
<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.523
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	586.7
すべり面長	L	m	44.994
面積	A	m ²	77.65
法線力	N	kN/m	1193.55
間隙水圧	U	kN/m	624.73
地すべり抵抗力	S	kN/m	452.60
地すべり力	T	kN/m	866.25

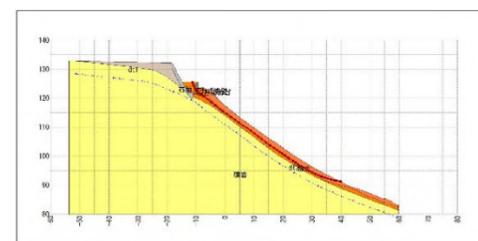
<施工後>

図 2.2-10 安定解析結果 (すべり円弧②、満水位、土質強度：逆算、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.000
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	188.9
すべり面長	L	m	61.123
面積	A	m ²	95.10
法線力	N	kN/m	1415.03
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	945.89
地すべり力	T	kN/m	945.65

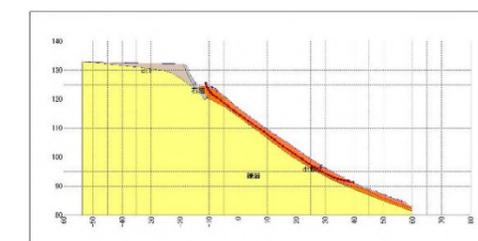
<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.959
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	259.8
すべり面長	L	m	62.440
面積	A	m ²	106.25
法線力	N	kN/m	1570.92
間隙水圧	U	kN/m	0.00
地すべり抵抗力	S	kN/m	1038.67
地すべり力	T	kN/m	1082.05

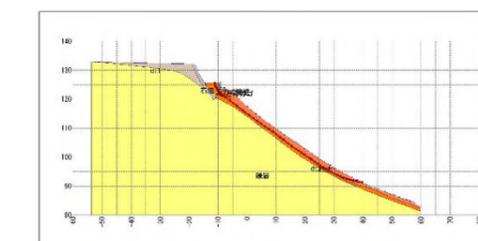
<施工後>

図 2.2-11 安定解析結果 (すべり円弧③、水位無し、土質強度：逆算、施工前・施工後)



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.538
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	660.3
すべり面長	L	m	61.124
面積	A	m ²	96.08
法線力	N	kN/m	1493.38
間隙水圧	U	kN/m	786.21
地すべり抵抗力	S	kN/m	537.26
地すべり力	T	kN/m	997.92

<施工前>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.514
許容安全率	p.Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	783.3
すべり面長	L	m	62.440
面積	A	m ²	106.25
法線力	N	kN/m	1657.86
間隙水圧	U	kN/m	869.43
地すべり抵抗力	S	kN/m	586.98
地すべり力	T	kN/m	1141.84

<施工後>

図 2.2-12 安定解析結果 (すべり円弧③、満水位、土質強度：逆算、施工前・施工後)

3. 緊急車両用道路の1回目の土砂流出発生への影響検討

- ・資料2で緑町地区への土砂流下の発端となった1回目の土砂流出は、緊急車両用道路の直下のA箇所（上流部（上部））であると推定された。
- ・資料3は、1回目土砂流出の発生源は、A箇所（上流部（上部））の斜面内で複数箇所があることが示された。
- ・本章は、複数の発生源候補について、それぞれにおける緊急車両用道路の影響について整理した。

<検討対象とする緊急車両用道路>

2015年にA箇所に整備された舗装路と盛土・カゴ・擁壁を施工した区間の影響を検討した。

3.1 緊急車両用道路と土砂流出箇所の位置

(1) 応急対策工事の時系列整理

- ・ 応急対策工事は、令和6年7月2日～8日に実施された（雨水流入対策済：表流水集中なし）。
- ・ 応急対策工事は、擁壁を再設置する予定であったが、擁壁と盛土を撤去した段階で7月12日に土砂流出が発生した。
- ・ 7月12日土砂流出時には擁壁やクラックより下方の盛土は撤去されていた（図3.1-1）。

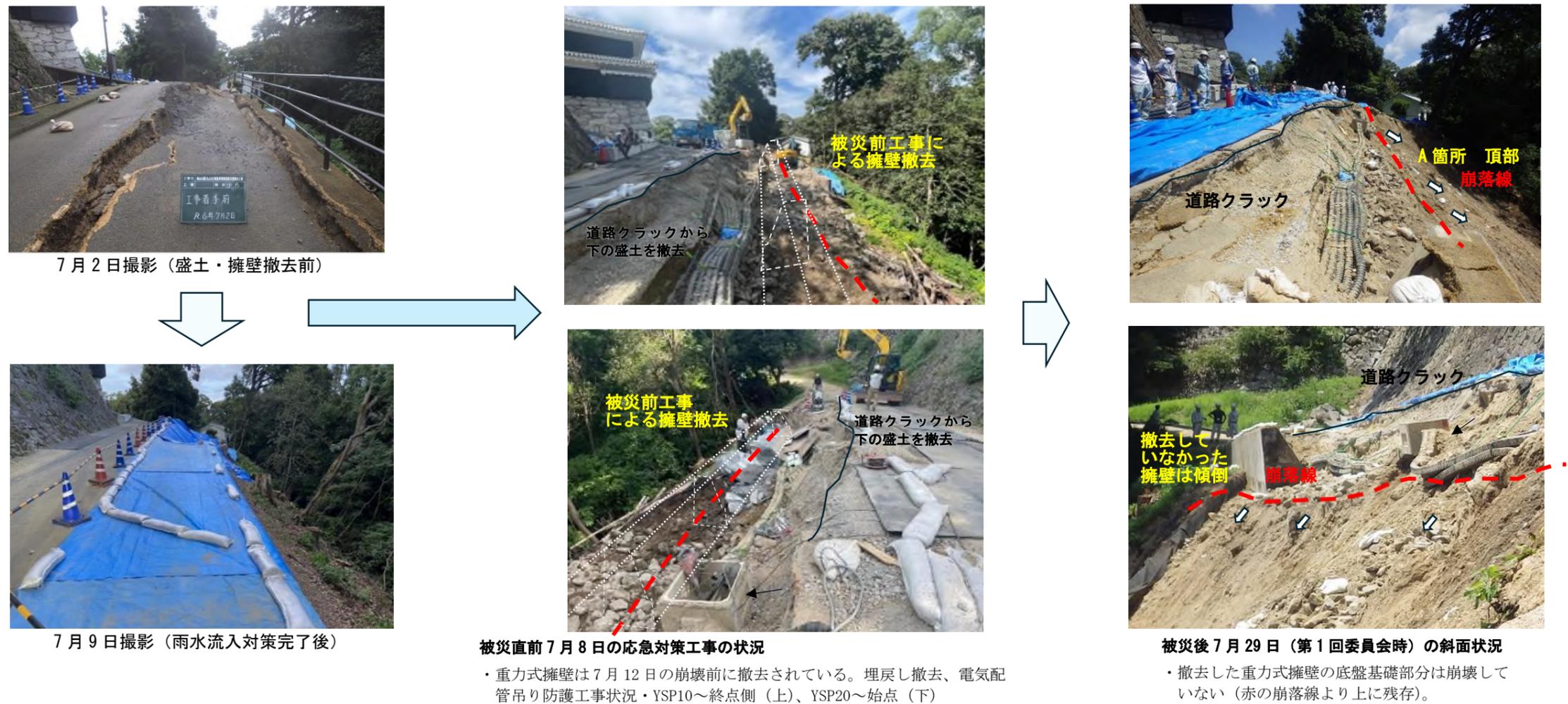


図3.1-1 緊急車両用道路の応急対策工事の進捗とその後の被災時の状況（被災時に緊急車両用道路は撤去されていた）

(2) 土砂流出箇所の整理 (図 3.1-2)

(目的) 緊急車両用道路と今回発生した土砂流出の位置を正確に把握する目的で、緊急車両用道路近傍の被災前の地形と被災後の地形を比較した。

(手法) 2016年のレーザー測量地形と2024年被災後のレーザー測量地形を重ねるとともに、擁壁設計図に示された擁壁の入った地形線を重ねた。

(結果) 2024年7月12日の土砂流出の頂部は、7月1日以降に顕著に進展した道路クラック位置ではなく、撤去前の道路擁壁の基礎よりも谷側で発生している。

すなわち、緊急工事(7月8日)によって盛土・擁壁が撤去された後に残された地盤は、7月12日にも流失しておらず、ほぼそのまま残されている。

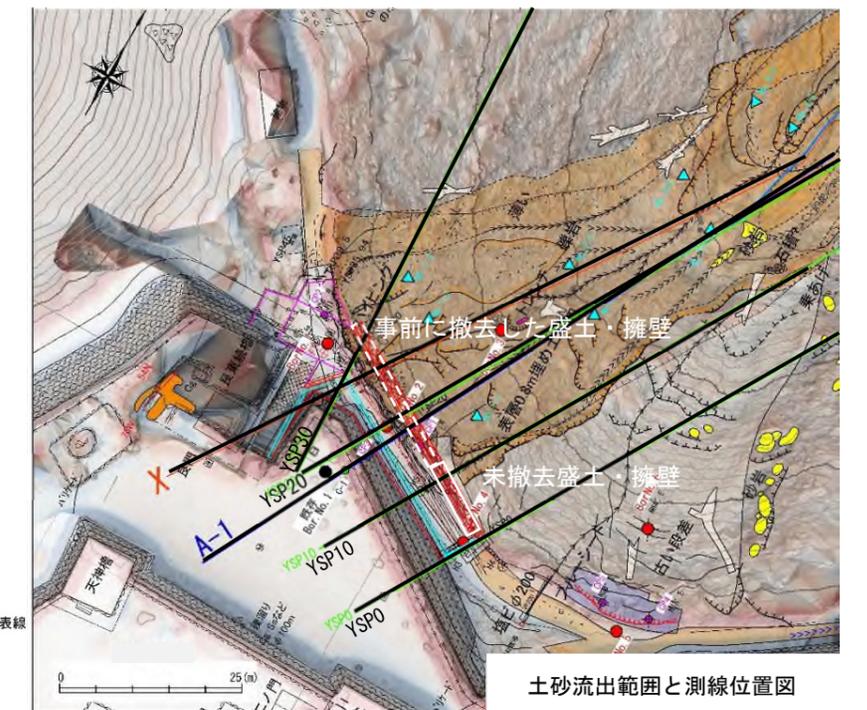
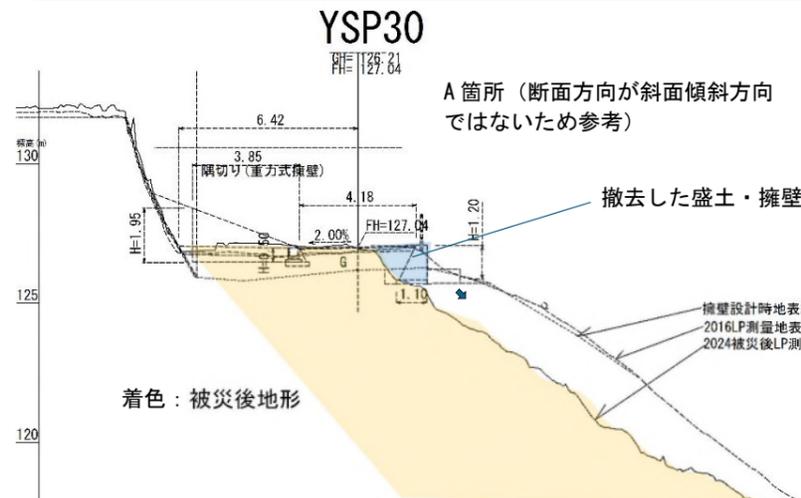
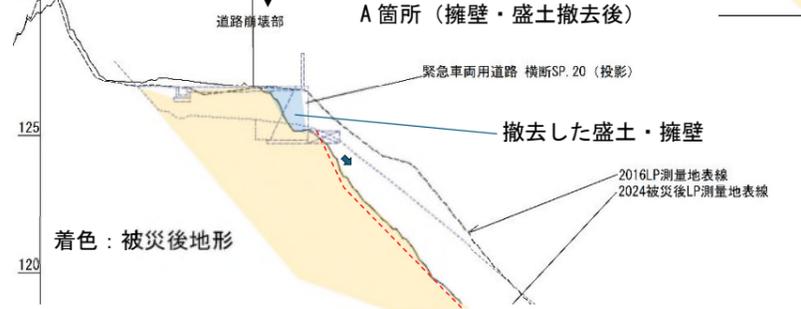
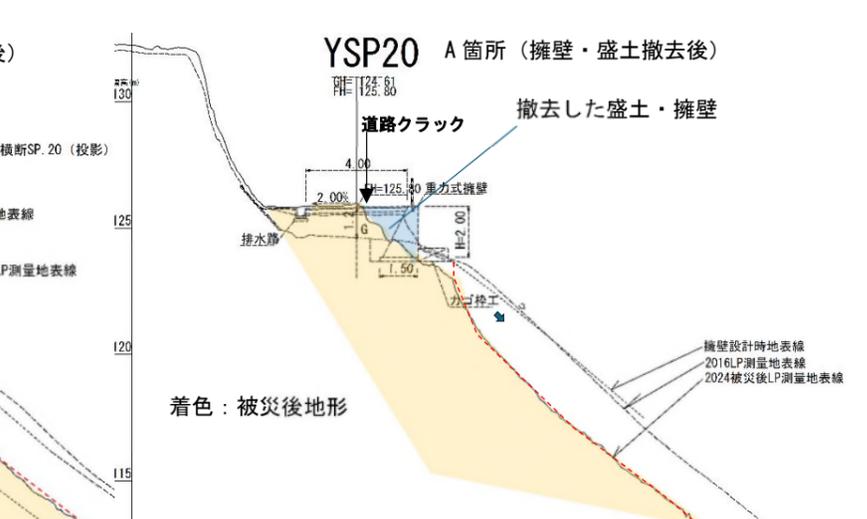
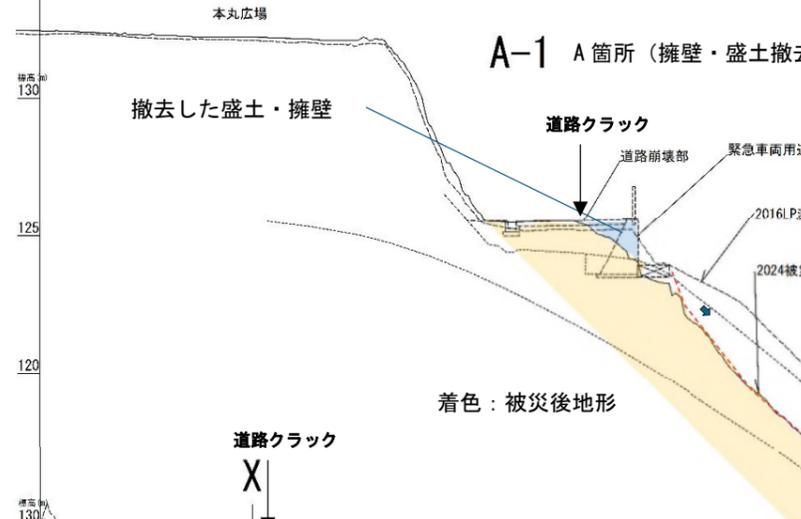
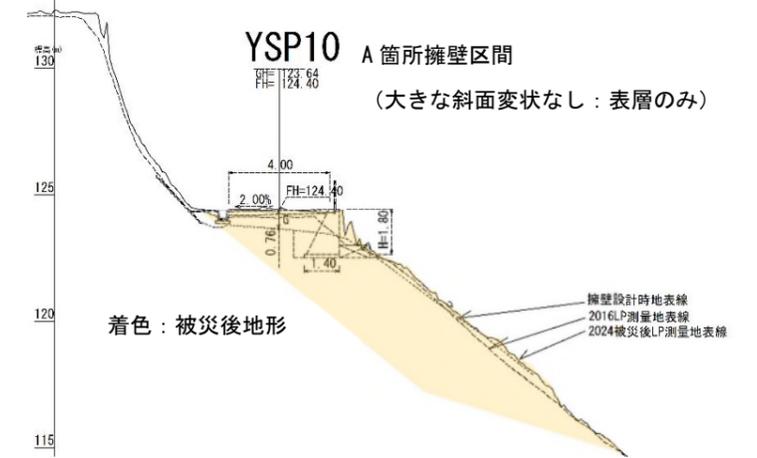
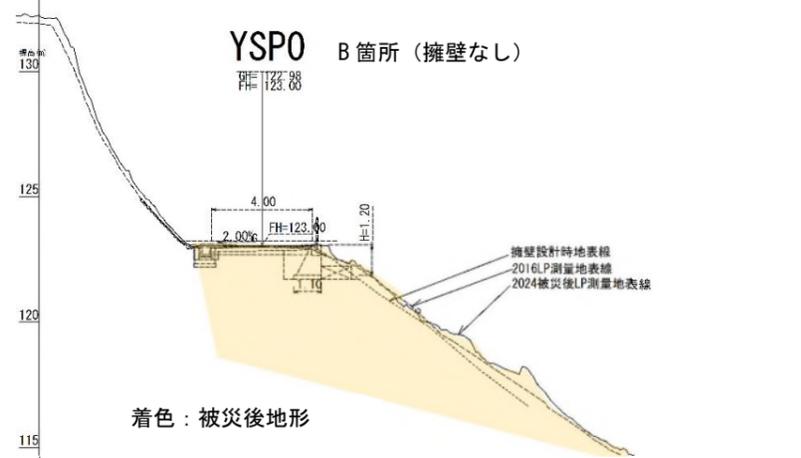


図 3.1-2 土砂流出範囲と緊急車両用道路の位置

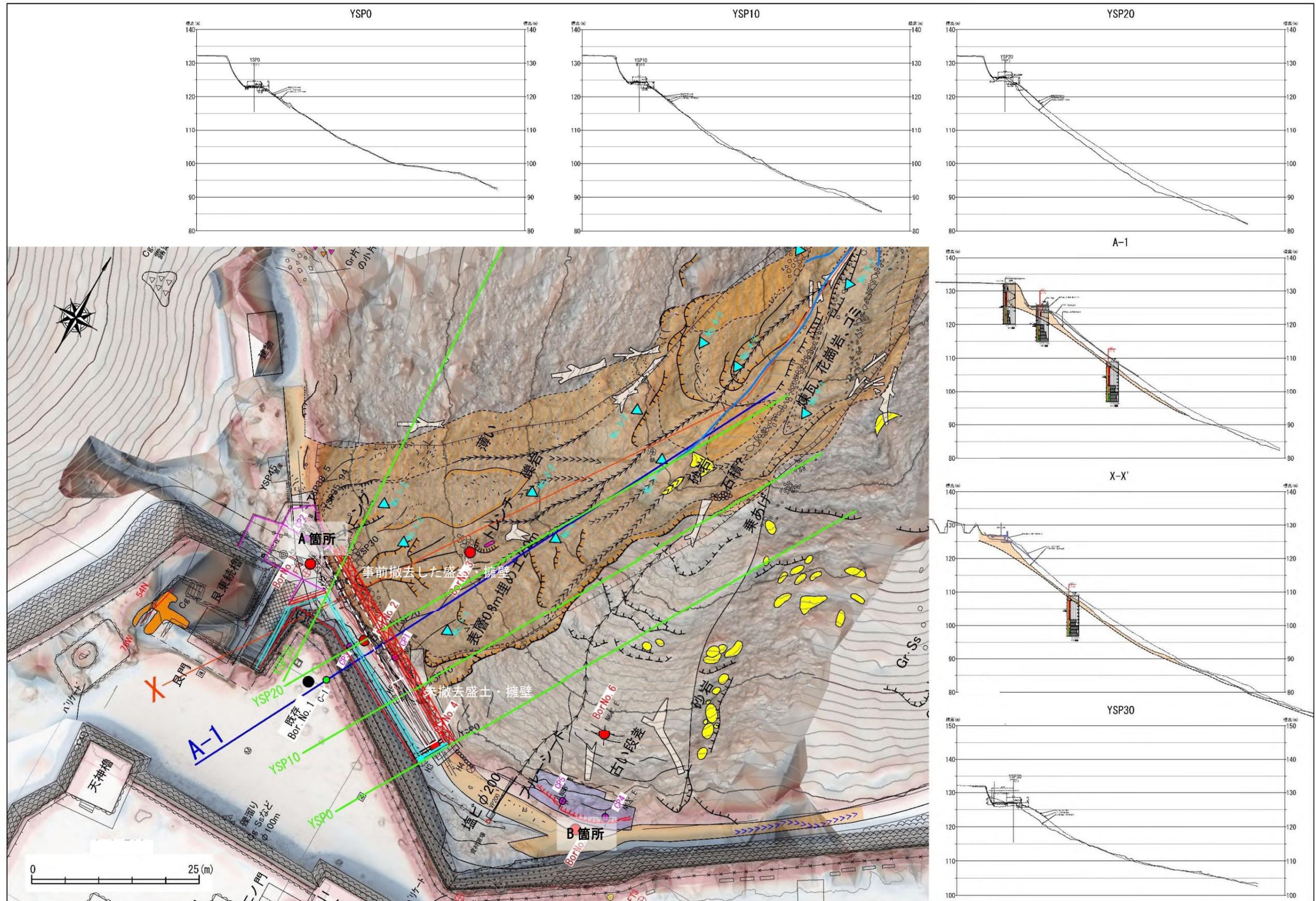


図 3.1-3 土砂流出範囲と緊急車両用道路の位置（全体図）

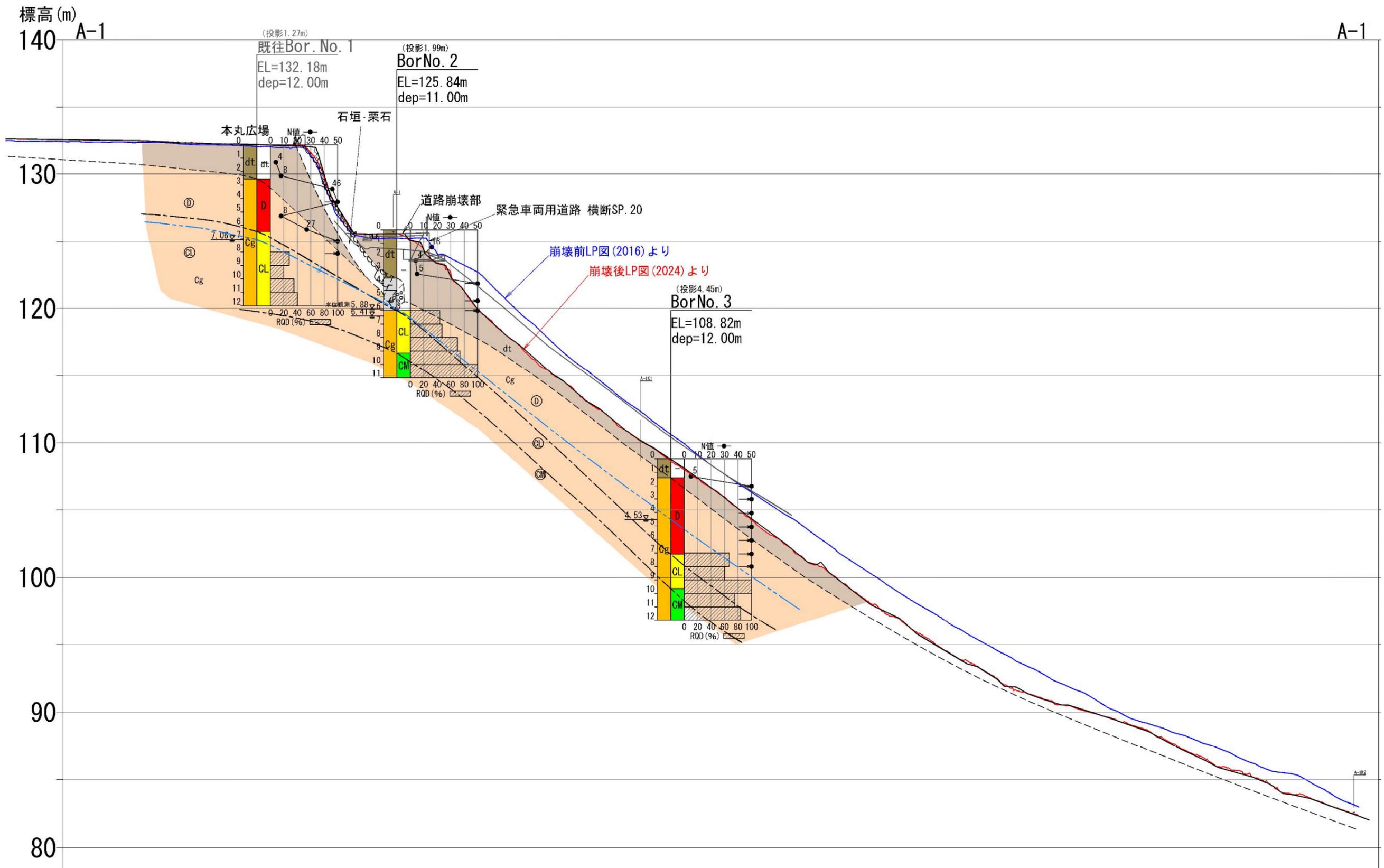


図 3.1-4 地質断面図 A-1 断面

(3) 7月12日の土砂流出面と緊急車両用道路クラックの関係（斜面変形と土砂流出の関係）

（目的）斜面変形である道路クラックと土砂流出面の関係について検討した。

（方法）7月1日から被災後の7月29日の道路クラック写真を比較した（図3.1-5）。

（結論）

- ・ 道路クラックは、6月中旬に確認されたあと、7月1日に顕著に変位し、7月2日に大きく沈下した。その後、応急対策工事が行われた7月8日の道路クラック状況は、7月2日と大きな差はない。
- ・ その後、7月12日の土砂流出後の7月29日の写真では、クラックの段差はほとんど変わっていない。
道路クラックは7月12日の土砂流出時には変形量が小さく、緊急車両用道路より下方斜面が流出したため、被災時には道路クラックと土砂流出面は異なる動きをしていた。



- ・ 道路クラックの段差は、7月2日以降大きく動いておらず、特に7月12日に道路クラックに変位は見られない。
- ・ 7月12日は、道路クラック付近ではなく、道路擁壁より下方の斜面が流出している。

図3.1-5 道路起点側から見た7月1日以降の道路変状、応急対策および被災後状況

3.2 1回目土砂流出の発生メカニズムと緊急車両用道路の影響について

- ・本項は、前項で整理した7月12日の土砂流出時の緊急車両用道路の変状状況を踏まえ、特に被害が大きかった1回目の土砂流出の発生メカニズムとその発生への緊急車両用道路の影響について検討した。

【当該箇所の土砂流出の発生プロセスと各段階における緊急車両用道路の影響について】

■ 1回目土砂流出のA箇所（上流部）：発生源におけるプロセス

- ・上流部（上部）で発生したと推定される1回目の土砂流出は、図3.2-2に示すように以下プロセスと考える。

- プロセス1) 斜面変形
- プロセス2) 土砂流出
- プロセス3) 土砂流下

- ・ここで土砂流出の発生メカニズムとその過程を説明するにあたり、用語の定義を再掲する。

<用語定義>

- ・斜面変形：7月12日以前に道路に発生した道路クラックを形成した斜面変状。
- ・土砂流出・土砂流下：7月12日に発生した土砂流出とその下方斜面に流下する現象。

■ 1回目土砂流出発生箇所（プロセス2）

- ・上流部（上部）斜面の中で、降雨に伴い土砂流出した（可能性1）・倒木がきっかけとなり土砂流出した（可能性2）の2つの可能性を示した（図3.2-1 資料2・資料3）。

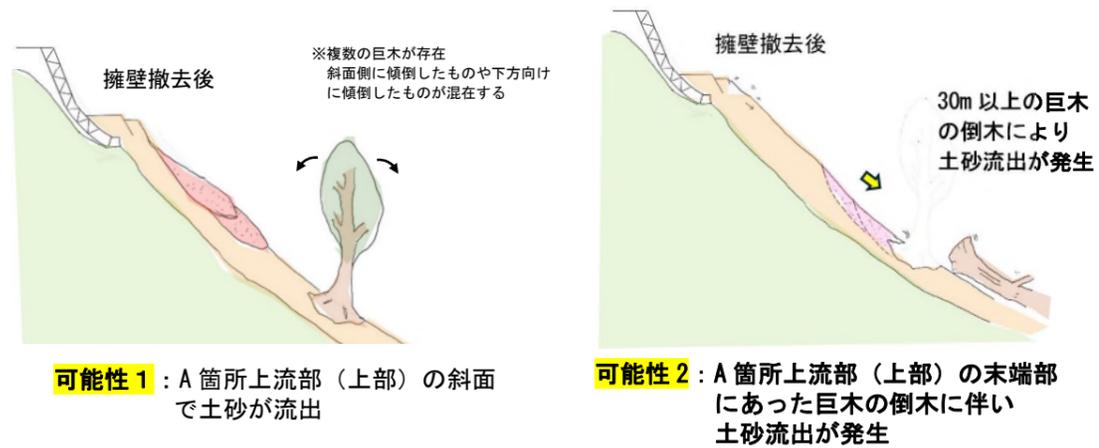


図3.2-1 上流部（上部）の1回目発生源の可能性（資料2より）

上記をもとに次頁から各プロセスのメカニズム及び、その段階で想定され道路影響について述べる。

■プロセス1) 被災前の斜面変形＝道路クラック形成 (図3.2-2 左上)

① 被災前の斜面変形の“発生メカニズム”

- ・ 道路クラックを形成させた斜面変形は、降雨が原因（誘因）で進展している。
- ・ A箇所は、少なくとも2017以降には、道路クラック拡大の記録がある。
- ・ 道路クラックはA箇所・B箇所ともに発生しており、道路範囲内外で同時期に発生しており、斜面全体で斜面変形が発生したことが予想される。
- ・ 地形判読や地表踏査結果から、斜面変形（A箇所・B箇所）が進んでいた可能性がある。
- ・ 降雨に伴い斜面変形が進み、道路クラックの形成・拡大した。

② 被災前の“緊急車両用道路の斜面変形への影響”

影響を及ぼした可能性がある。

- ・ 被災前の緊急車両用道路で発生していた道路クラックの原因である“斜面変形”には、緊急車両用道路の擁壁・盛土荷重が影響を及ぼした可能性がある（P6）。また、この斜面変形に伴い道路盛土や周辺地山の脆弱化を進行させた可能性もある。

■プロセス2) 土砂流出（7月12日の1回目土砂流出）（図3.2-2 下）

① 土砂流出（1回目土砂流出）の“発生メカニズム”

- ・ 誘因は、第2回検討委員会で提示した表流水解析結果を踏まえると、上流部（上部）斜面内に大雨に起因した地表水・地下水の集中があったことが想定される。
- ・ 誘因の一つである地下水の具体的な影響については、地下水解析結果を踏まえ、第4回委員会で協議する。

a) 事実の整理

- ・ 土砂流出は、道路直下ではなく、撤去した擁壁基礎跡よりも斜面下方の範囲で生じていた。
- ・ 道路クラックは、7月12日に変形しておらず、緊急車両用道路は落ち残っている。
- ・ 道路擁壁・カゴ枠・盛土は撤去済みであり、被災時に道路荷重が除荷された状態であった。
- ・ 斜面上方において、2024年6月に除伐された緊急車両用道路沿いの樹木の切り株が、土砂流出時に根が張ったそのままの状態、下方に向かい平行移動していることが確認された。
- ・ 斜面下方には樹高30mを超えた巨木の存在が確認されている（資料2）。

b) 土砂流出の発生メカニズム

可能性1の場合

- ・ A箇所上流部（上部）斜面は、7月2日時点で不安定な状態になっていた。その後、7月12日の降雨がきっかけとなり斜面の上・中・下部のいずれかから土砂流出し、斜面の厚さ2m程度の土砂部分が流出した。
- ・ 仮に斜面中部・下部から土砂流出が始まった場合は、後退性の土砂流出が発生し、斜面上部から始まった場合は、土砂を巻き込みながら土砂流下したと想定する。
- ・ 土砂流出時に伐採木切株がそのままの状態移動している事実から、根茎より下位の土砂が移

動しており、根茎の影響は小さいと判断する。

<緊急車両用道路が残存している理由>

土砂流出範囲は、被災前調査の $N_d < 10$ の範囲に近似しており、緊急車両用道路が残存した範囲は $N_d > 10$ である。そのため、斜面変形は $N_d > 10$ の範囲も含めて発生していたものの、土砂流出は $N_d < 10$ の範囲で発生したと考えられる（図3.2-3）。

- ・ つまり、緊急車両用道路付近が残存した理由は、土砂流出範囲に比べて道路下が締まっていたこと、さらに被災時には工事用ブルーシートで表面遮水されており、浸透水が少なかったことがあげられる。

可能性2の場合（倒木）

- ・ すでに不安定化していたA箇所上流部（上部）斜面において、土砂流出が発生しやすい状況にあった。
- ・ その段階で地表水が集中しやすい斜面下部の樹高30m以上の巨木根元の捨土が洗掘されたことにより倒木が発生し、後退性すべりに発展した（崩壊後に幅5m以上の抜け跡あり。資料2 図7.2-1）。

② 土砂流出（1回目土砂流出）時の“緊急車両用道路の土砂流出発生への影響”

緊急車両用道路の土砂流出への影響を以下に示す。

可能性1の場合：影響を与えた可能性は低い

- ・ 被災時に擁壁・盛土撤去済みであった。また、土砂流出は道路跡の基礎より下方斜面で発生しており、緊急車両用道路跡は土砂流出後も落ち残っていることから、土砂流出の起点となるような直接の影響を与えた可能性は低い。
- ・ なお、道路からの表流水・地下水の流入による土砂流出発生に対する影響は、地下水解析結果を踏まえ、第4回検討委員会で提示する。

可能性2の場合（倒木）：影響を与えた可能性は低い。

- ・ 不安定化していた巨木の倒木は、降雨影響による侵食や小規模な土砂流出の影響と考えられる。
- ・ そのため、30～40mの離隔がある倒木に、被災時に変形していない緊急車両用道路（図3.1-5）が直接影響した可能性は低い。

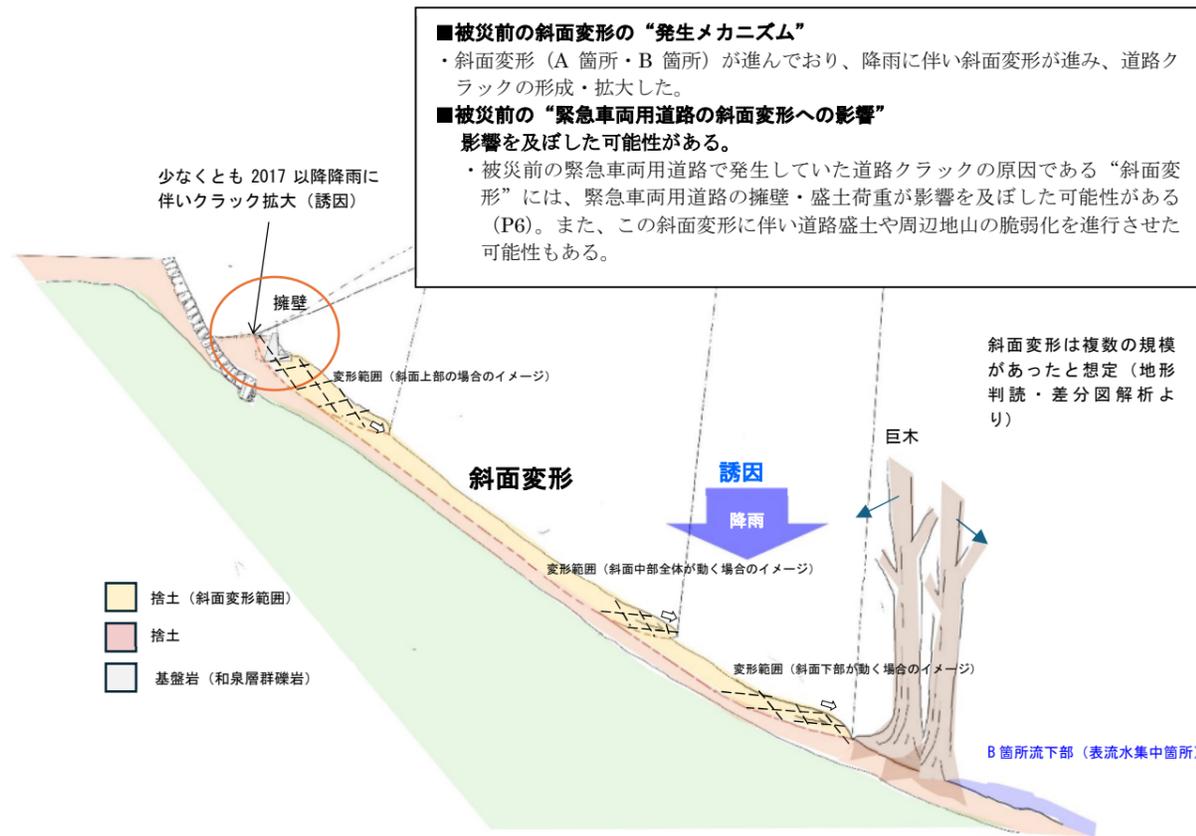
■プロセス3) 土砂流下の発生（図3.2-2 右上）

・土砂流下の発生メカニズム

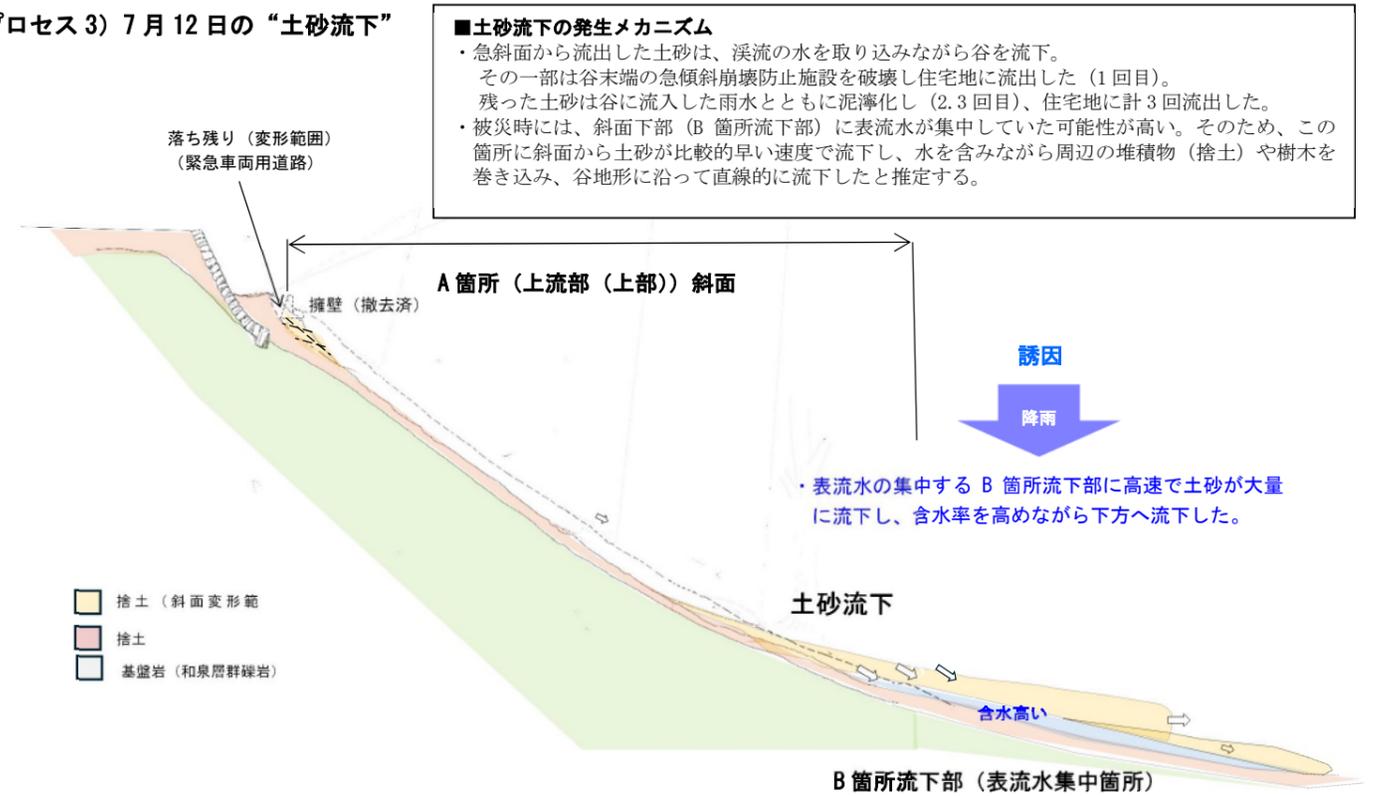
- ・ 急斜面から流出した土砂は、溪流の水を取り込みながら谷を流下し、その一部は谷末端の急傾斜崩壊防止施設を破壊し、住宅地に流出した（1回目）。残った土砂も谷に流入した雨水とともに泥濘化（2.3回目）し、住宅地に計3回流出した。
- ・ 被災時には、斜面下部（B箇所流下部）に表流水が集中していた可能性が高い。そのため、この箇所に斜面から土砂が比較的早い速度で流下し、水を含みながら周辺の堆積物（捨土）や樹木を巻き込み、谷地形に沿って直線的に流下したと推定する。

■1回目土砂流出メカニズムと道路の影響（時系列プロセスごとの整理）

① プロセス1) 被災前に道路クラックを発生した“斜面変形”



③プロセス3) 7月12日の“土砂流下”



②プロセス2) 7月12日の“土砂流出”



■土砂流出（1回目土砂流出）の“発生メカニズム”

可能性1の場合
 ・すでに不安定化していた斜面上部（上部）斜面で。その後、7月12日の降雨がきっかけとなり、斜面の上・中・下部のいずれかから土砂流出し、斜面の厚さ2m程度の土砂部分が流出した。

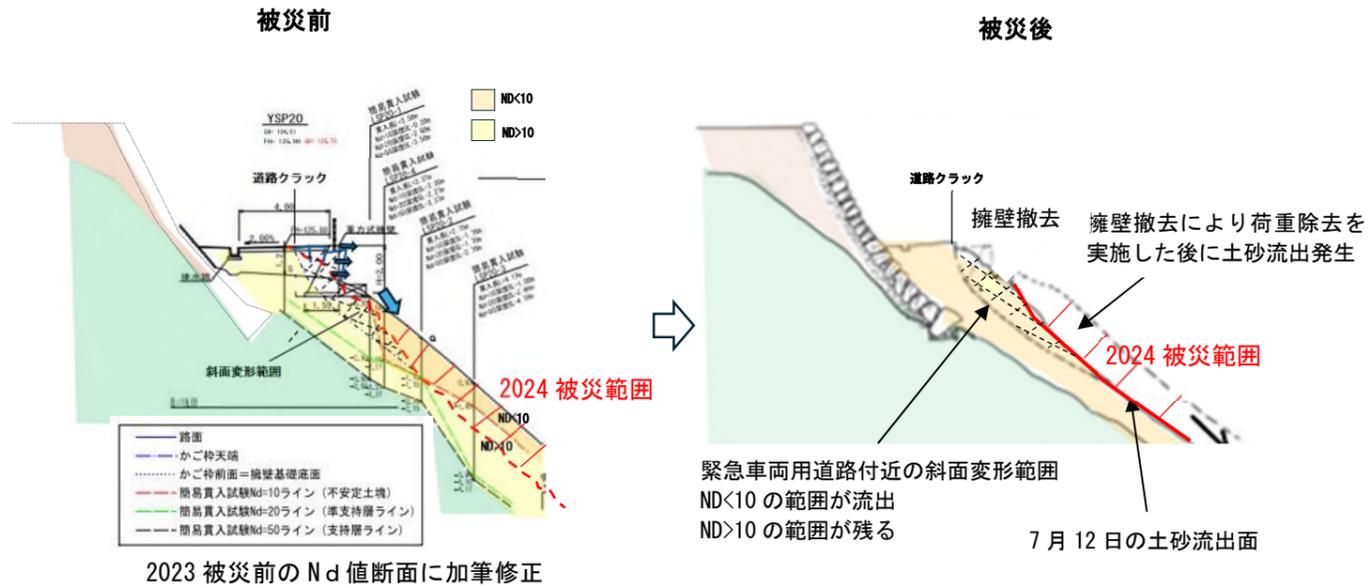
可能性2の場合（倒木）
 ・すでに不安定化していたA箇所上流部（上部）斜面において、土砂流出が発生しやすい状況にあった。
 ・その段階で地表水が集中しやすい斜面下部の樹高30m以上の巨木根元の捨土が洗堀されたことにより倒木が発生し、後退性すべりに発展した。

■土砂流出（1回目土砂流出）時の“緊急車両用道路の土砂流出発生への影響”

可能性1の場合：影響を与えた可能性は低い
 ・被災時には緊急車両用道路が撤去済であり、道路自体は流出していないことから、緊急車両用道路の荷重が、土砂流出の起点となるような直接の影響を与えた可能性は低い。
 ・なお、道路からの表流水・地下水の流入による土砂流出発生に対する影響は、地下水解析結果を踏まえ、第4回検討委員会で提示する。

可能性2の場合（倒木）：影響を与えた可能性は低い。
 ・不安定化していた巨木の倒木は、降雨影響や小規模な土砂流出と考えられる。
 ・そのため、30~40mの離隔がある倒木に、被災時に変形していないため、緊急車両用道路が直接影響した可能性は低い。

図3.2-2 上流部（上部）の1回目土砂流出メカニズムと緊急車両用道路の影響について



■まとめ

<当該箇所の土砂流出の発生プロセスと各段階における緊急車両用道路の影響について>

・土砂流出は、道路より下方斜面で発生しており、被災時に道路擁壁や盛土は撤去済であったため、道路が今回の被災に直接影響を与えた可能性は低い。

ただし、古い記録がないため断定できないが、被災前の緊急車両用道路で発生していた道路クラックの原因である“斜面変形”には、緊急車両用道路の擁壁・盛土荷重が影響を及ぼした可能性がある。

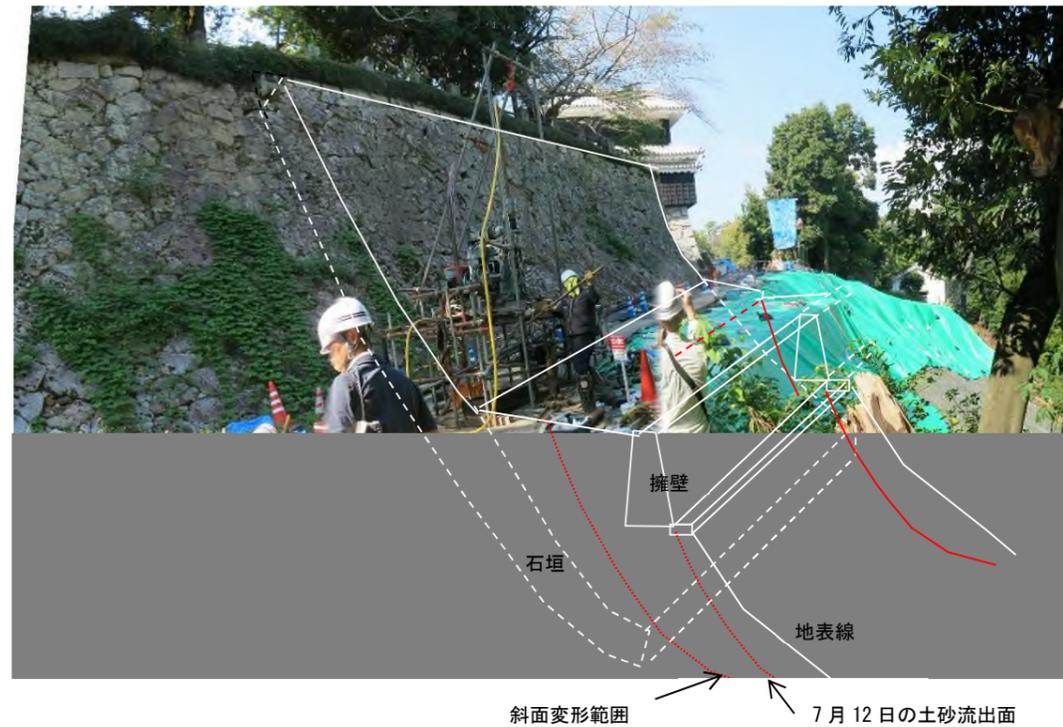


図 3.2-3 プロセス 2) の土砂流出で落ち残った範囲の強度

簡易貫入試験 Nd<10 範囲が 7/12 に土砂流出しており、Nd>10 範囲である緊急車両用道路は残存している。

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会
第 3 回委員会資料

素因・誘因について

令和 6 年 10 月 11 日

< 目 次 >

4. 素因・誘因について

素因・誘因について

素因・誘因について 1

1 回目の土砂流出の素因・誘因について

・第2回検討委員会で提示した想定される素因・誘因について、第3回検討委員会における検討結果および検討状況を示す。

【災害発生の素因】

災害発生の素因	斜面不安定化の要因	原因	第3回委員会までの検討結果及び検討状況
せん断抵抗力の低下	地盤材料の強度低下（風化・変形）	・経年変化による強度低下の可能性。	・長期間の斜面変形の影響に伴い、斜面・盛土材料の強度低下した可能性がある（資料4 P15）。
	斜面の侵食	・過去の降雨や表流水により、斜面の侵食が進行しており、表層が不安定化していた可能性。	・地形判読や地表踏査、過去の道路変状から道路施工区間（A箇所）・未施工区間（B箇所）の斜面は、双方とも斜面変形が発生していた可能性が高く、変形に伴い不安定化していた可能性がある（資料2 P11、13、資料4 P2）。
	伐採影響	・伐採により樹木の根茎がなくなったことで斜面の抵抗力が低下	・土砂流出面は樹木の根系よりも下位で発生しているため、工事伐採に伴う根系の土砂流出防止機能の低下の影響は小さいと考える（資料4 P14）。
せん断応力の増加	荷重増加	・2015（平成27）年の道路擁壁施工による荷重増加。	・被災前の緊急車両用道路で発生していた道路クラックの原因である“斜面変形”には、緊急車両用道路の擁壁・盛土荷重が影響を及ぼした可能性がある（資料4 P6）。 ・ただし、7月12日の土砂流出は、擁壁や盛土は撤去済であり、荷重増加の影響はなかった（資料4 P10、11）。
		・樹木の成長に伴う荷重増加	・A箇所の土砂流出した斜面には、被災前に城山に少ない30mを超える巨木があったことが確認された（資料2 P10）。 ・土砂流出箇所は、硬く透水性の低い礫岩上に、軟質な捨土が1～3m程度で覆っており、巨木の根元は降雨時に地表水が集中し、不安定化しやすかったと推定する。
斜面内に築城以降の捨土が分布	軟質な捨土の分布	・被災前は最大厚3～4m程度覆っていた（レーザー測量差分+現地簡易貫入試験結果）。 ・それらは瓦片などを含み、	・同左（第2回委員会資料）

林内の浸透能・排水機能の低下（植生）	植生の浸透能・排水機能の低下に起因する表面侵食や斜面崩壊の危害	不均質で強度が低い。	<ul style="list-style-type: none"> ・道路周辺の樹木伐採は、道路付近の13本のみである（第2回委員会資料）。 ・ただし樹木伐採に伴う浸透能の影響は不明。
		<ul style="list-style-type: none"> ・史跡松山城跡樹木管理計画*では、城山の土砂流出及び山地崩壊防止機能などの低下に対する対応の必要性が指摘されている。もともと城山の時間あたりの浸透能（森林土壌が地表にある水分を吸収・浸透させる量）は、平均80mm前後、未整備地では40mm前後（森林の整備率は「不可」の評価）であり、表面流が発生しやすい。また林内の浸透能や排水機能が低下し、小崩壊跡や表面侵食の痕跡が各所に認められていると指摘あり。 	

*松山市ほか（2023）：史跡松山城跡樹木管理計画、松山市ホームページ

【災害発生の誘因】

災害発生の誘因	斜面不安定化の要因	原因	第3回委員会までの検討結果及び検討状況
せん断応力の増加	荷重増加	・降雨による浸透水・地表水・地下水の流入による飽和に伴う土砂荷重増加の可能性。	・斜面変形に伴い発生した道路クラックは、警報級の降雨後に拡大することが確認されており、降雨による荷重増加は誘因の一つと考える（第2回委員会及び資料4 P15）。
せん断抵抗力の低下	降雨による浸透水・地表水・地下水の流入、通水・排水阻害による間隙水圧上昇	<ul style="list-style-type: none"> ・降雨：7月11日～12日の降雨は、被災時には20mm弱/時間程度であったが、7月12日午前3時には土壌雨量指数113に達していた。 ・また6月の1か月降水量は歴代2位（20年間）であった。 ・地表水（地下水）の流入：本丸広場、緊急車両用道路や周辺斜面・谷地形からの流入水による可能性。 	・浸透流解析は、第4回委員会で検討結果を提示する。

【被害拡大の原因】

- ・被災した流出土砂流量は、約6,000 m³であった。しかし、当該斜面における土石流の基礎調査の運用マニュアルに準じた「侵食可能土砂量」は2,000 m³程度と試算されており、被災時は、想定約3倍の土砂が流出した。このことが、被害拡大の原因の一つであったと想定される。
- ・実際の流出土砂量と「想定した侵食可能土砂量」の差が生じた原因は、土砂流出範囲に築城以降の捨土が厚さ3m程度覆っていたことがあげられる。