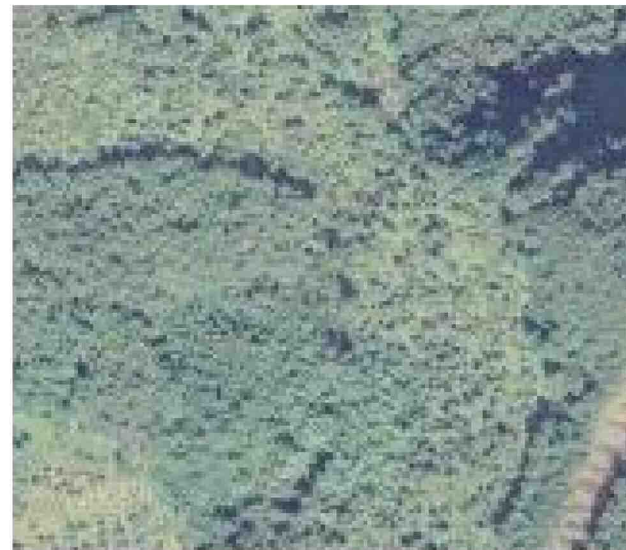


## 5. 災害発生メカニズムの推定

### 5-1 災害発生の構造推定のための情報

#### (1) 盛り土の存在の経緯

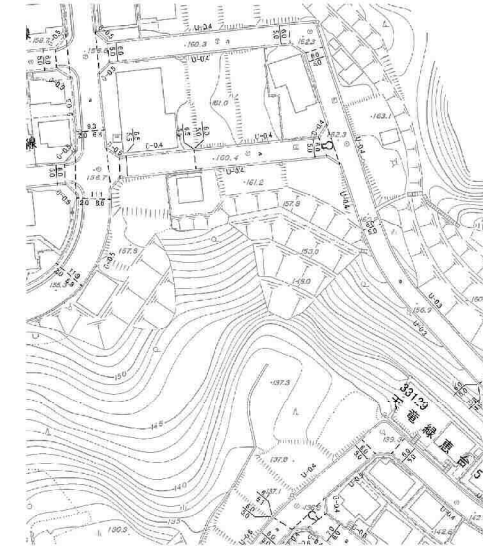
1983年（昭和58年）以降の空中写真により、崩落が生じた斜面周辺の地形の変遷を示す。



1983年(昭和58年)



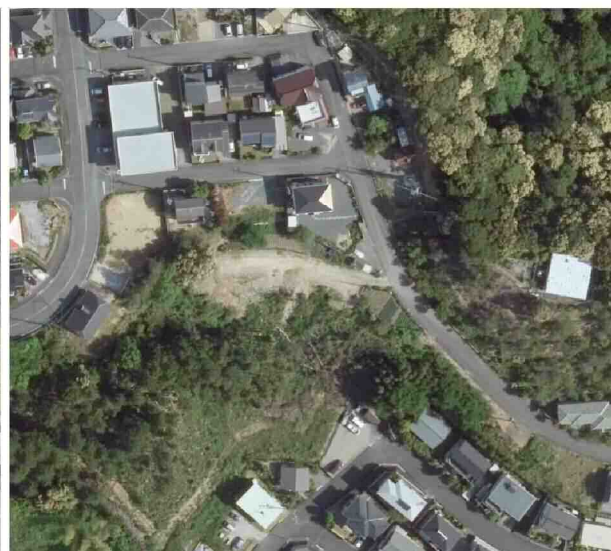
1990年(平成2年)



道路台帳(1990年に近い地形)



2005年(平成17年)



2015年(平成27年)



2020年(令和2年)

写真-5.1.1 崩落斜面周辺の地形の変遷

補足：国土地理院地図から引用

空中写真によると、1990年（平成2年）頃住宅地が造成された後、2005年（平成17年）頃には若干の地形の変化が見られ、更に2015年（平成27年）や2020年（令和2年）の空中写真では、崩落地頭部に進入路らしきものが構築され、斜面には裸地が広がっていることから、斜面上に盛り土されていたと考えられる。

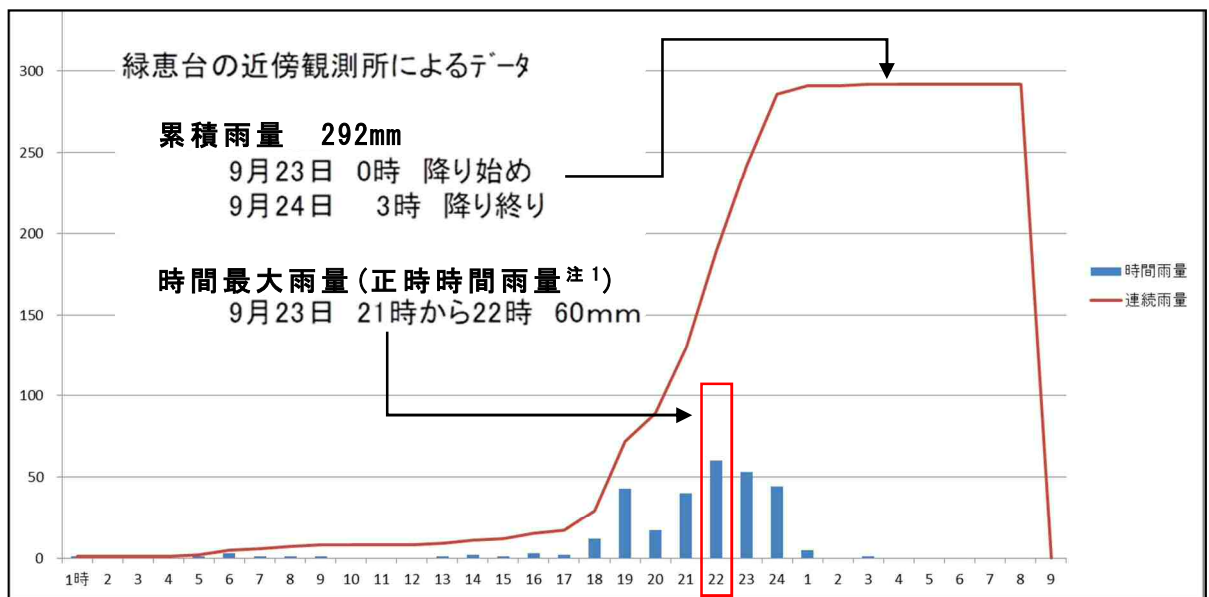
## (2) 自然条件

緑恵台の近傍観測地点は静岡県が設置している「天竜観測所」(被災地からの直線距離・約 2km) 及び気象庁による「アメダス天竜観測所」(被災地からの直線距離・約 3km) がある。図 5.1.1 参照



図 5.1.1 緑恵台近傍の観測所位置図

天竜観測所では、時間最大雨量は2022年9月23～24日の60mm/hが最大であり、23日0時の降り始めから24日3時の降り終わりまでの累積雨量は292mmであった(図-5.1.2参照)。特に、21時から24時の4時間にかけて時間雨量40mm以上の激しい雨が降り続いた。



注1: 毎時00分を起点にした雨量

図-5.1.2 9月23～24日にかけての降雨量

データ取得可能なアメダス天竜観測所（被災地からの直線距離・約 3km）において、被災時の雨量と過去の雨量データとを比較するため、1976 年観測開始以降の各年における最大日降水量と日最大 1 時間降水量を表-5.1.1 に示す。

表-5.1.1 日降水量と日最大 1 時間降水量

林地開発前      林地開発後

年	降水量		年	降水量		年	降水量	
	最大日	日最大1時間		最大日	日最大1時間		最大日	日最大1時間
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)
1976	170	44	1988	179	50	2005	123	40
1977	111	41	1989	141	33	2006	122	60
1978	99	46	1990	164	70	2007	130	69
1979	177	30	1991	225	35	2008	(88.5)	(69.5)
1980	155	54	1992	103	34	2009	73	29
1981	125	42	1993	113	48	2010	132	29
1982	185	43	1994	129	65	2011	171	57
1983	243	48	1995	105	29	2012	148	64.5
1984	99	45	1996	145	33	2013	146	52
1985	98	30	1997	134	29	2014	147	60
1986	103	24	1998	134	60	2015	142.5	33
1987	137	43	1999	173	24	2016	90	55.5
			2000	125	59	2017	185	49.5
			2001	158	45	2018	173.5	46.5
			2002	97	33	2019	158	51
			2003	176	47	2020	154.5	34.5
			2004	136	75	2021	231.5	46
						2022	264.5	81.5

補足①最大日降水量 200mm 以上と日最大 1 時間降水量 70mm 以上を赤字で表記

補足②2003 年以降の日最大 1 時間降水量は正時時間降水量ではない

補足③( )内の値は参考値

1976 年の観測開始以降、2022 年の降水量が日降水量と日最大 1 時間降水量ともに最も大きな値を示しており、2022 年のデータはいずれも当該地の崩落が発生した 9 月 23 日に観測されたものである。

また、2019 年から 2022 年 9 月までの間、各年において時間最大雨量を観測した日の時間雨量(正時時間雨量<sup>注2</sup>)を図-5.1.3 に示す。

比較した結果、2022 年 9 月 23～24 日の雨量は、降り始めから降り終わりまでの累積雨量が 280.5mm と最も多く、かつ時間最大雨量(正時時間雨量<sup>注2</sup>)についても 64mm/h と 2019 年から 2022 年の最大値を記録している。また、30mm/h 以上の雨が 4 時間続くなど、短時間に激しい雨が集中して降ったことも特徴的である。

注 2：毎時 00 分を起点にした雨量

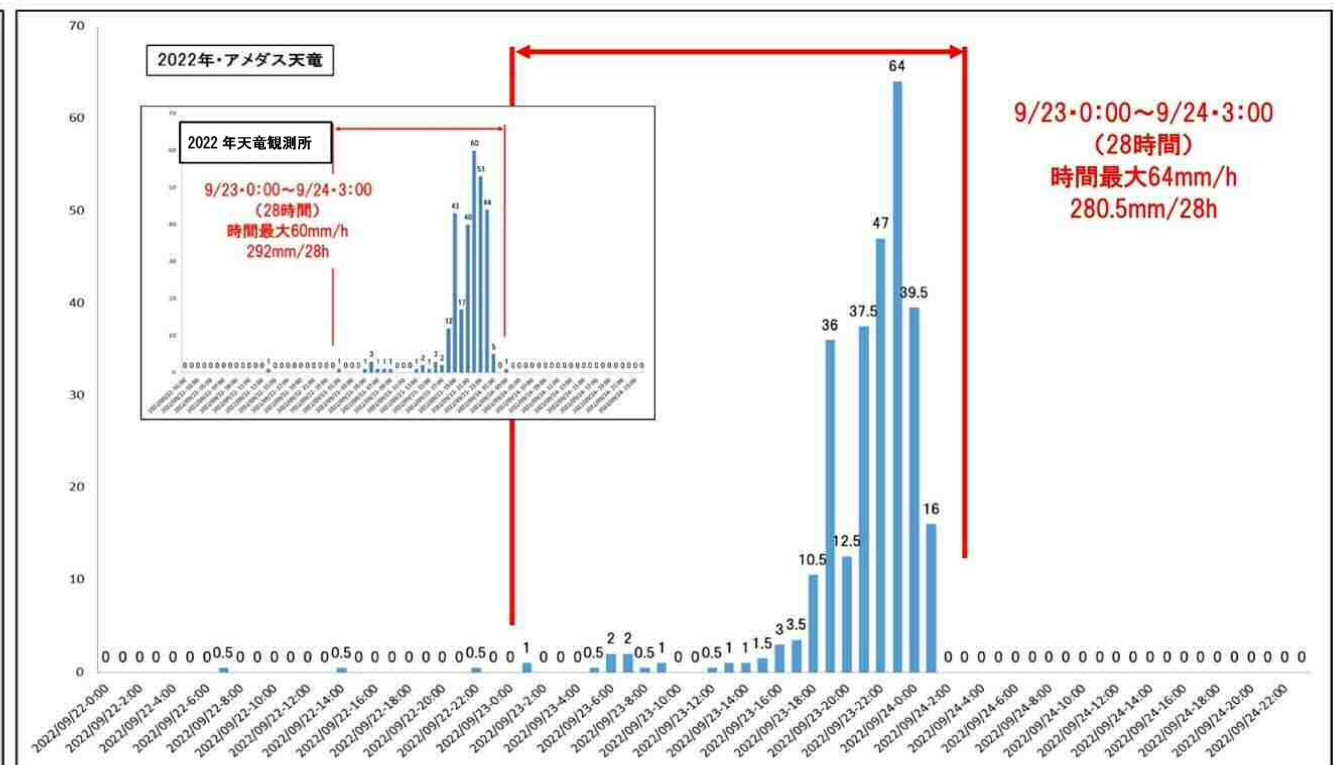
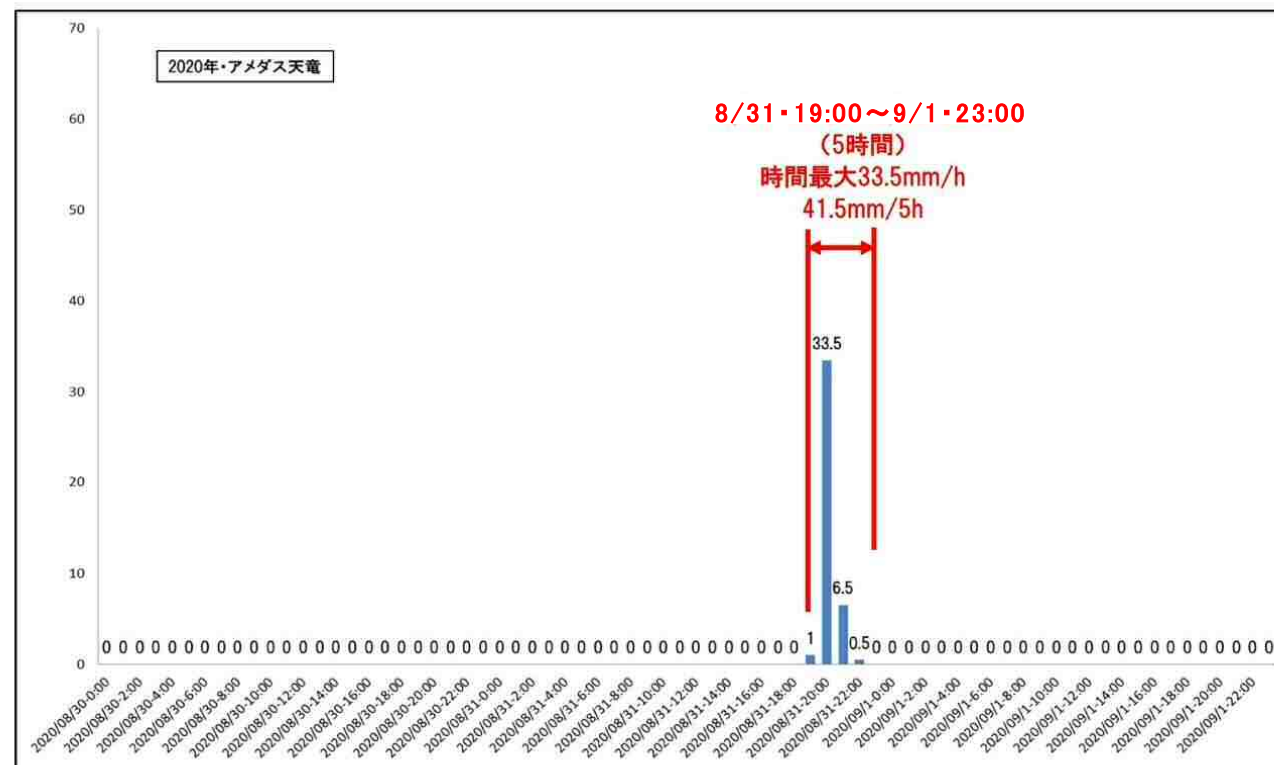
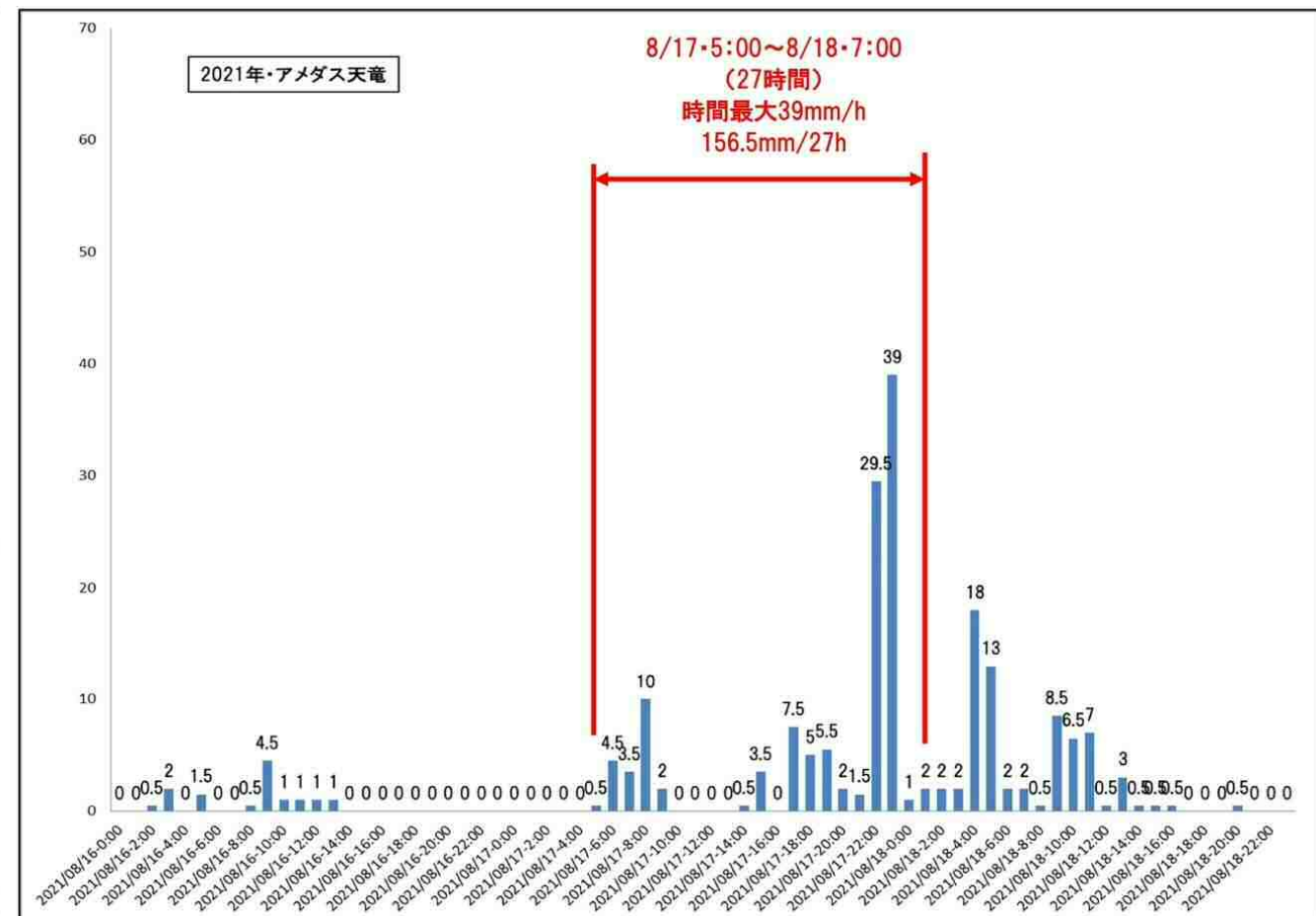
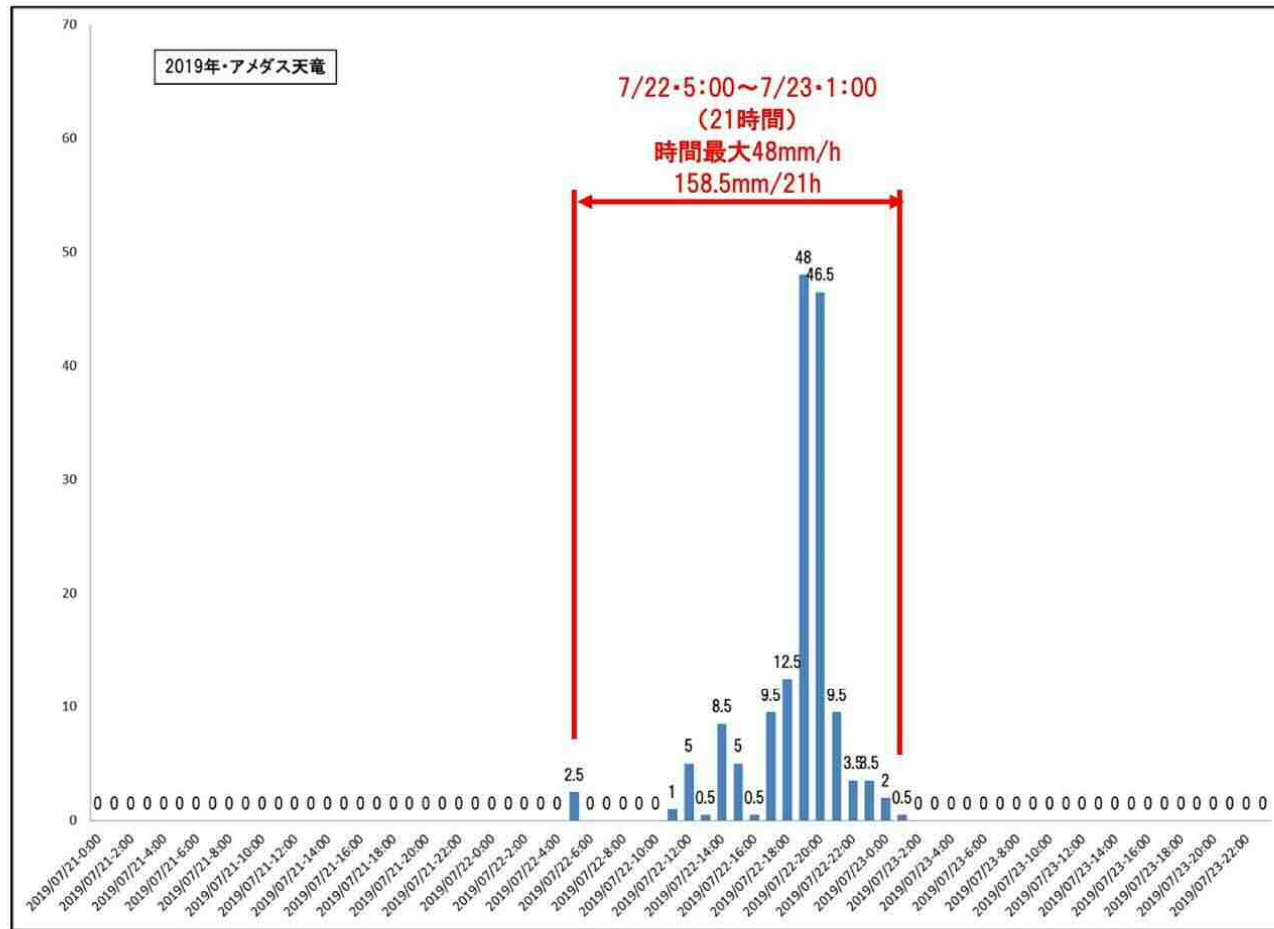


図-5.1.3 アメダス天竜観測所・時間雨量 (2019年～2022年) の比較

この降雨後となる 24 日未明に土砂崩れが発生し、斜面下方の住宅 3 軒が被害を受けた(写真-5.1.2 参照)。

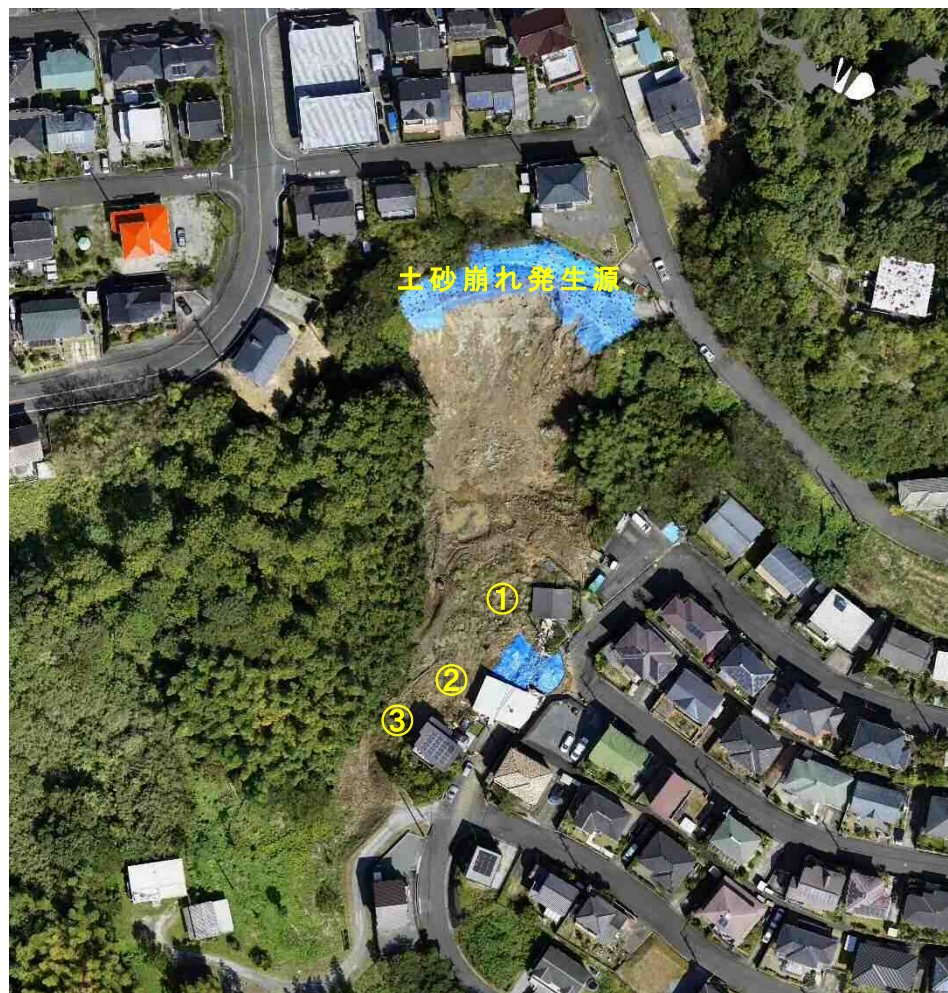


写真-5.1.2 崩落後の被害状況

(2022 年 9 月 26 日撮影)

## 5-2 発生のメカニズムの推定、検証

### (1) 素因、誘因

#### ① 素因

##### 【地形】

道路台帳図(1990年頃(造成直後)の地形と推定)によると、土砂崩落発生場所は沢状地形を呈しており、雨水が集水しやすい地形であった(図-5.2.1参照)。

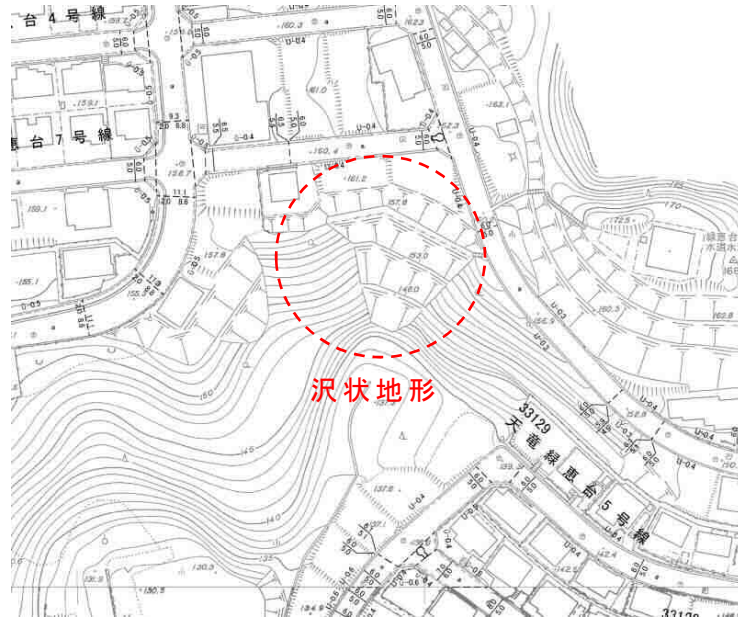


図-5.2.1 道路台帳図

##### 【盛り土】

1991年撮影の航空写真から推定した宅地造成時地形と2021年の静岡県LPデータで取得した崩落前地形を比較すると、高さ20.5m、勾配1:1.6で、宅地造成斜面に腹付けするような形で盛り土されている(図-5.2.2参照)。推定盛り土量は約8,100 m<sup>3</sup>である。

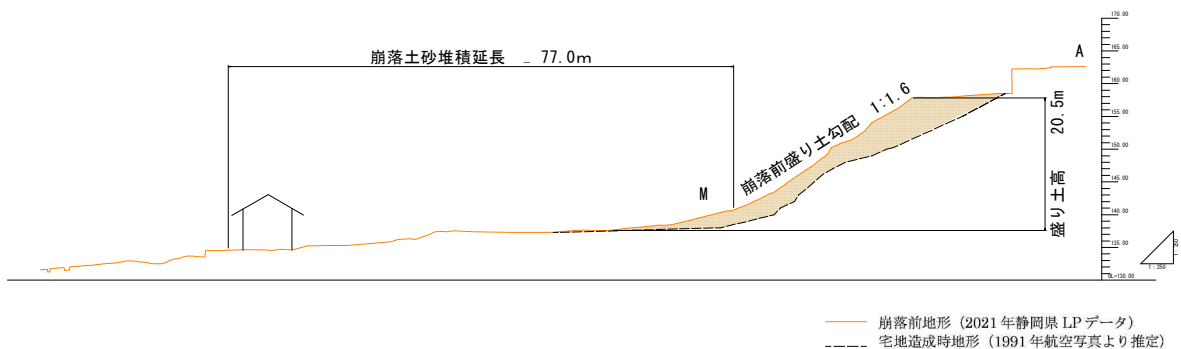


図-5.2.2 崩落前断面図

## ② 誘因

### 【雨量】

- ・ 静岡県が設置している「天竜観測所」における、時間最大雨量(正時時間雨量<sup>注3)</sup>)は2022年9月23～24日の60mm/hである(図-5.1.2参照)。  
また、23日0時の降り始めから24日3時の降り終わりまでの累積雨量は292mmである(図-5.1.2参照)。
- ・ アメダス天竜観測所において、2022年9月23日の日降水量と日最大1時間降水量は、1976年観測開始以降で最も大きな値を示している(日降水量：264.5mm、日最大1時間降水量：81.5mm/h)(表-5.1.1参照)。

注3：毎時00分を起点にした雨量

## (2) 地質調査結果に基づく、崩壊発生機構の推定

- 1) 盛り土は盛りこぼされており、空隙が多く、水を吸収・貯留しやすい状態であり、排水施設もなかったものと推定。
- 2) 台風第 15 号の大雨により盛り土内の地下水位が上昇、盛り土土塊重量が増加。
- 3) 斜面下方で小規模崩落や土砂流出が発生、段階的に斜面上方へ崩落が波及。
- 4) 斜面上部が崩落、大量の水を含んだ泥流が流出し家屋を破壊。
- 5) 2021 年の静岡県 LP データによる崩落前地形と 2022 年 9 月 30 日の崩落後レーザー計測による崩落後の地形を比較すると、崩落部分のほとんどが盛り土である。なお、崩落後に実施したボーリング調査結果からも、崩落部のほとんどが盛り土であることが裏付けられた(図-5.2.3 参照)。

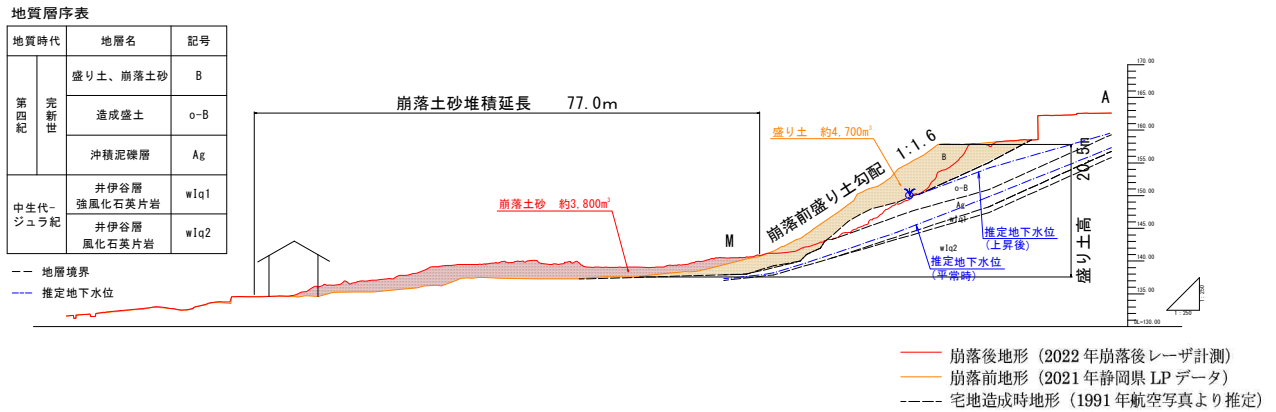


図-5.2.3 崩落後断面図

上記を基に推定した崩落過程を図-5.2.4～図-5.2.6に示す。



①崩落前

地質層序表		
地質時代	地層名	記号
第四紀 完新世	盛り土、崩落土砂	B
	造成盛土	o-B
	沖積泥礫層	Ag
中生代- ジュラ紀	井伊谷層 強風化石英片岩	w1q1
	井伊谷層 風化石英片岩	w1q2

--- 地層境界  
--- 推定地下水位

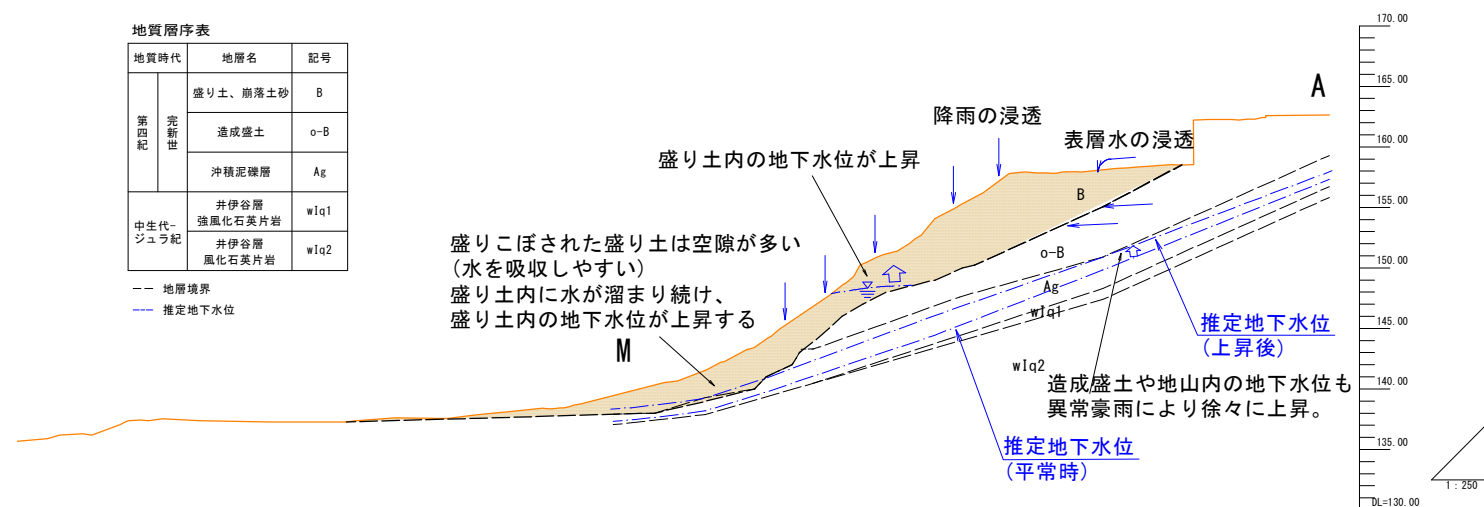


図-5.2.4 崩落前推定断面図

②崩落直前

地質層序表		
地質時代	地層名	記号
第四紀 完新世	盛り土、崩落土砂	B
	造成盛土	o-B
	沖積泥礫層	Ag
中生代- ジュラ紀	井伊谷層 強風化石英片岩	w1q1
	井伊谷層 風化石英片岩	w1q2

--- 地層境界  
--- 推定地下水位

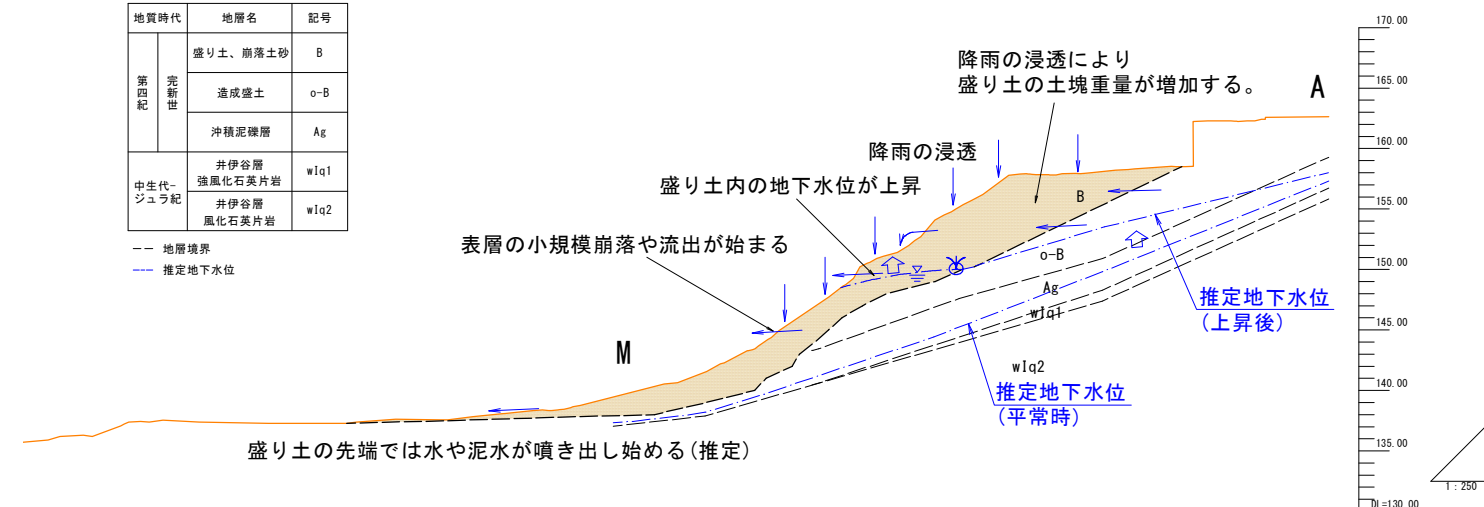


図-5.2.5 崩落直前推定断面図

- ・盛り土は盛りこぼされており、空隙が多く、水を吸収・貯留しやすい状態であり、排水施設もなかったものと推定
- ・台風第15号の大雨により盛り土内の地下水位が上昇、盛り土土塊重量が増加
- ・斜面下方で小規模崩落や土砂流出が発生、段階的に斜面上方へ崩落が波及
- ・斜面上部が崩落、大量の水を含んだ泥流が流出し家屋を破壊

③崩落後

地質層序表		
地質時代	地層名	記号
第四紀 完新世	盛り土、崩落土砂	B
	造成盛土	o-B
	沖積泥礫層	Ag
中生代- ジュラ紀	井伊谷層 強風化石英片岩	w1q1
	井伊谷層 風化石英片岩	w1q2

--- 地層境界  
--- 推定地下水位

- 崩落後地形 (2022年崩落後レーザ計測)
- 崩落前地形 (2021年静岡県LPデータ)
- 宅地造成時地形 (1991年航空写真より推定)

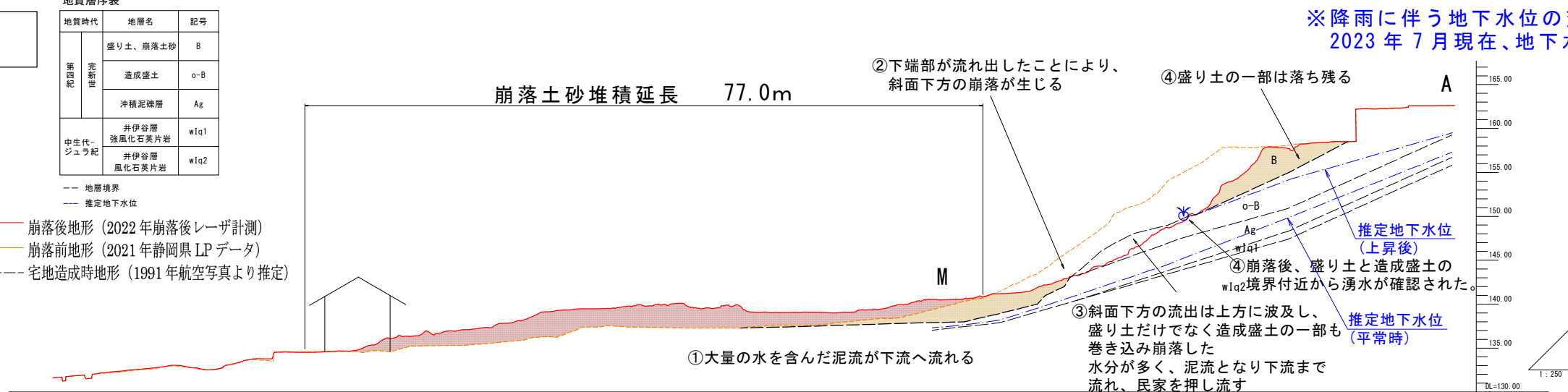


図-5.2.6 崩落後推定断面図

## 6. 応急対策

更に崩落する可能性のある土量約 2,000m<sup>3</sup> に対して、以下に示す応急対策を講じた。

### 6-1 大型土のう築堤工

更に崩落する可能性のある土砂が、周辺の人家や道路への流出することを防止するために、大型土のう（高さ 3.0m）を配置した。

土のうの高さは、更に崩落する可能性のある土量約 2,000m<sup>3</sup> が築堤工背面に捕捉できる程度の高さ（3段）とし、断面については以下の外力が作用した際に安定する条件を確認して決定した。

- ・ 堆砂圧
- ・ 静水圧
- ・ 流体力+静水圧

※ 「対応性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル [改訂版] に準じ計算

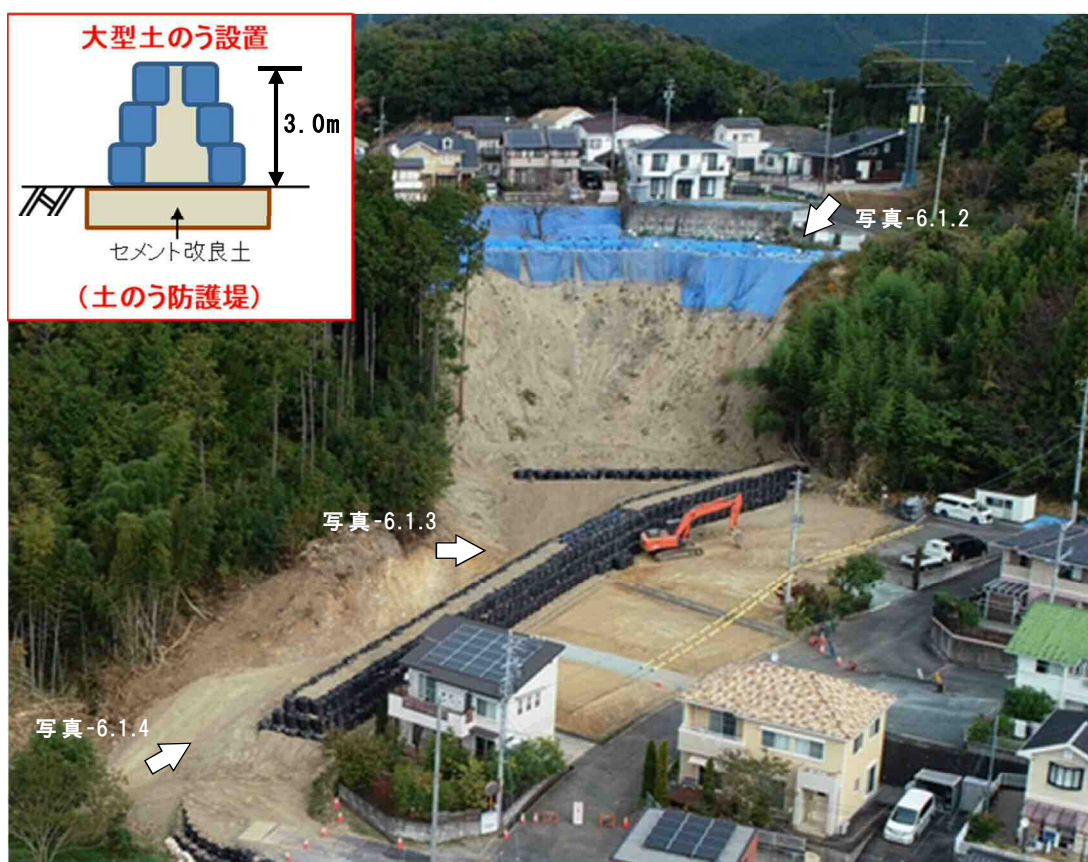


写真-6.1.1 大型土のう築堤工完成状況（全景）

（2022年11月7日撮影）



写真-6.1.2

大型土のう築堤工（上流部）

（2022年11月7日撮影）



写真-6.1.3

大型土のう築堤工（中流部）

（2022年11月7日撮影）



写真-6.1.4

大型土のう築堤工（下流部）

（2022年11月7日撮影）

## 6-2 沈砂池

上記大型土のう築堤工により、流動性が低い状態で崩落した土砂については捕捉できる。しかし、今回の被災では土砂の含水比が高く、流動性を持った状態で崩落している。そうした状態での崩落ケースにおいても土砂を捕捉できるよう、下流域に沈砂池として大型土のうを配置した。

これにより、築堤工背面で  $V_B$ =約 2,300 $m^3$ 、下流側沈砂池で  $V_G$ =約 2,000 $m^3$  の合計  $V=V_B+V_G$ =約 4,300 $m^3$  のポケットを確保することができた。



図-6.2.1 応急対策平面図（2022年10月19日撮影）

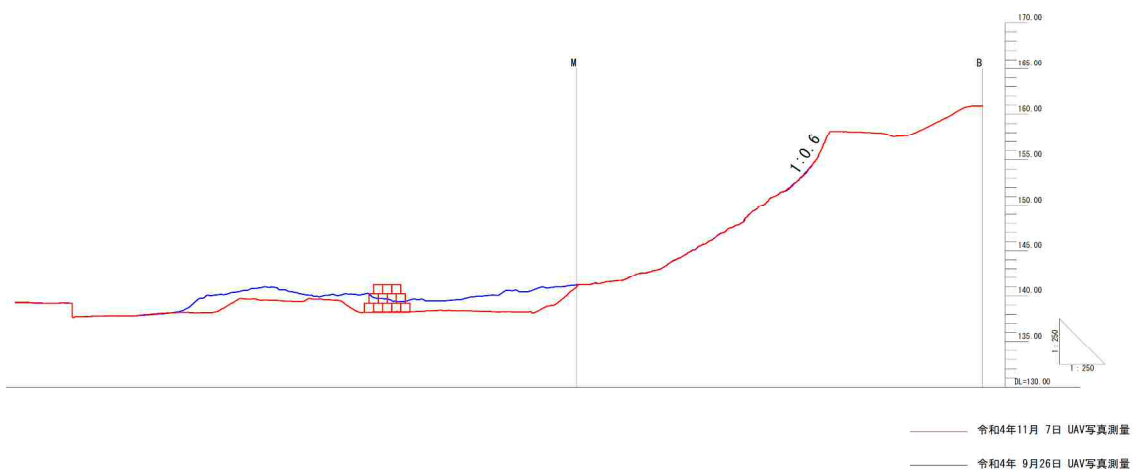


図-6.2.2 応急復旧横断面図（B-M断面）



写真-6.2.1 沈砂池（2022年11月7日撮影）

### 6-3 施工時における警戒監視体制

以上の応急対策が完了したことから、避難指示を解除することとする。また、避難指示解除後の施工時における警戒監視体制を表-6.3.1 と図-6.3.1 にまとめる。

表-6.3.1 施工時における警戒監視体制

監視項目	監視体制	管理値(作業一時停止の検討)
地盤伸縮計	リアルタイム観測	4mm/h 10mm/D ※管理値を超えた場合には、回転灯点灯
地盤傾斜計	リアルタイム観測	累積変動量：0.5° 経時変動量：0.2°/h ※管理値を超えた場合には、回転灯点灯
定点観測	TS測量 (作業開始前)	累積変動量：10mm程度
ノギス観測	手計り (作業開始前)	累積変動量：10mm程度

地盤伸縮計の出典：地すべり防止技術指針及び同解説

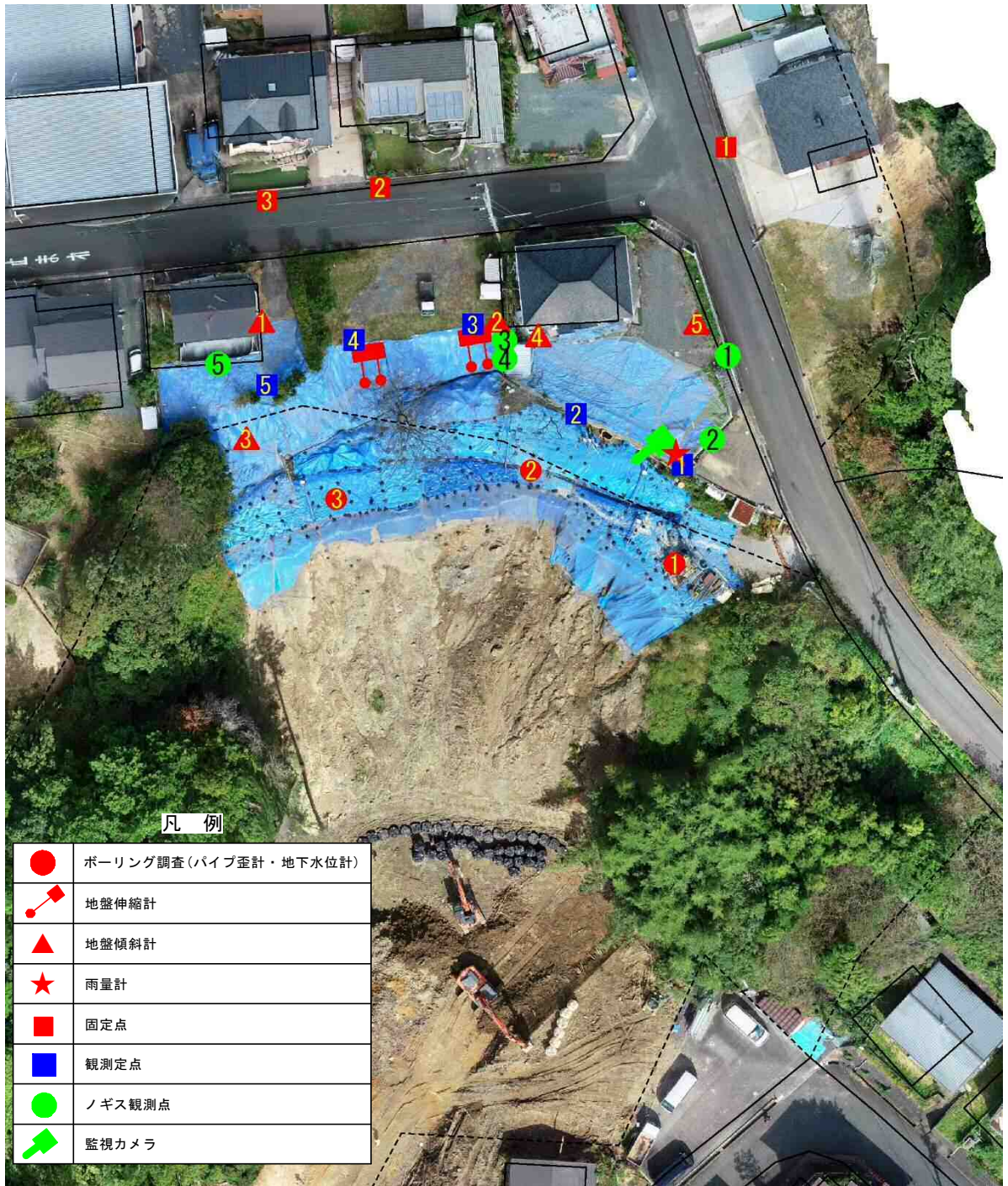


図-6.3.1 施工時における警戒監視体制(案)

施工時においては、地盤伸縮計、地盤傾斜計を崩落斜面周辺に配置し、新たな崩壊に警戒する。

## 7. 残存盛り土対策

### 7-1 盛り土除去

#### 7-1-1 盛り土除去範囲の決定

ここでは、斜面に残存する盛り土の内、除去する箇所を「危険性」や「緊急性」を基に検討する。

- I 8,100m<sup>3</sup> 造成後の盛り土全量（2021年静岡県LPデータ-1991年航空写真比較）
- II 3,400m<sup>3</sup> 今回崩落した盛り土量（2021年点静岡県LPデータ-2022年崩落後レーザ計測比較）
- III 4,700m<sup>3</sup> 残存 盛り土全量（I (8,100m<sup>3</sup>)-II (3,400m<sup>3</sup>))

差分により確認した残存盛り土量（4,700m<sup>3</sup>）について、「危険性」「緊急性」の観点から残土除去対象範囲を検討した。

「危険性」 地形・斜面形状・地質・植生等の状況から、崩落の懸念があるか

「緊急性」 今回の崩落に誘発される増破の懸念があるか

【参考】災害対策基本法 第62条 第1項（市町村の応急措置）

市町村長は、当該市町村の地域に係る災害が発生し、又はまさに発生しようとしているときは、法令又は地域防災計画の定めるところにより、消防、水防、救助その他災害の発生を防禦ぎよし、又は災害の拡大を防止するために必要な応急措置（以下「応急措置」という。）をすみやかに実施しなければならない。

斜面上の残存盛り土について以下のように区分し、それぞれ評価する。



図-7.1.1 残存盛り土除去範囲検討位置図

(2022年10月19日撮影)

①崩落崖頭部： 1,100m<sup>3</sup> 危険性・緊急性が高い

造成後の盛り土が今回崩落したが、崩落崖頭部に盛り土が残存している。頭部は崩落により急勾配斜面を形成しており、斜面安定解析結果から増破することが懸念される。ブルーシート下には複数のクラックも確認されており、危険性・緊急性共に非常に高い範囲である。

②崩落崖頭部： 1,100m<sup>3</sup> 危険性・緊急性が高い

①と同様に崩落崖頭部を成している箇所である。造成盛土上に残存しており、地質調査結果からも不均質でN値も低い。①と地形地質的観点から明瞭な境界がある箇所ではないため、①が崩落する際には、同時または増破による連続的な崩落、災害の拡大が大いに懸念される。以上から危険性・緊急性が高い範囲であると評価する。

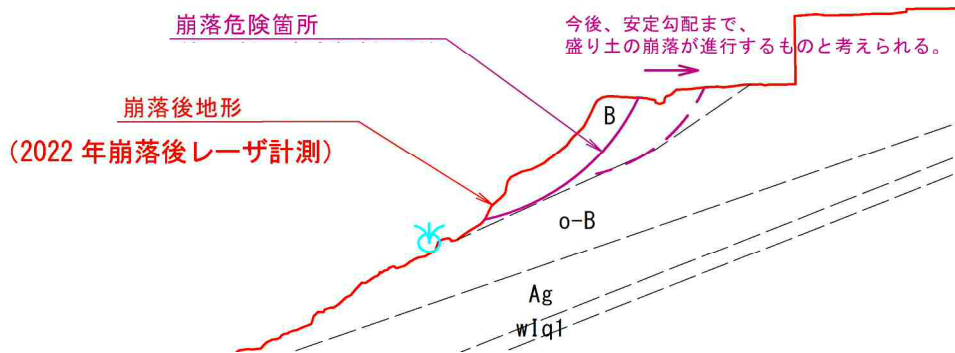


図-7.1.2 崩落進行のイメージ

③崩落地周縁：

(斜面西側) 210m<sup>3</sup> 危険性・緊急性が高い

元地形との地形境界が明瞭であり、円礫状の盛り土表層部の流出も認められる。構成する土砂は今回被災した盛り土と同等で不均質な土層である。今回被災した範囲および残存土塊と連続しており、元の集水地形内であることが推察される。①②の崩落時には、当該箇所が不安定化し増破、災害の拡大が懸念される。以上から危険性・緊急性が高い範囲であると評価する。



写真-7.1.1 区間③西側 土砂堆積状況 (2022年10月1日撮影)



(斜面東側) 520m<sup>3</sup> 危険性・緊急性が高い

斜面西側と同様である。斜面内にはスギ、および竹が主体の植生が繁茂している。明瞭なクラック等の崩落痕跡は認められないが、明瞭な根曲がりなど地形変動の痕跡が認められる。植生の主体も竹であり、保水能力が低く、表層部での崩落が懸念される。



写真-7.1.2 区間③東側 斜面内の状況 (2022年10月26日撮影)

④崩落地隣接旧耕作地： 390m<sup>3</sup> 危険性があり、緊急性がある

道路直下は過去に耕作地として使用されていたこともあり、簡易貫入試験の結果からも緩い表土が堆積している。斜面勾配は40°程度であり、崩落の危険がある。陰影図や横断図からも一連の盛り土と想定され、連続した増破が懸念されるため、緊急性があると評価できる。



写真-7.1.3 区間④ 斜面内の状況（2022年10月26日撮影）

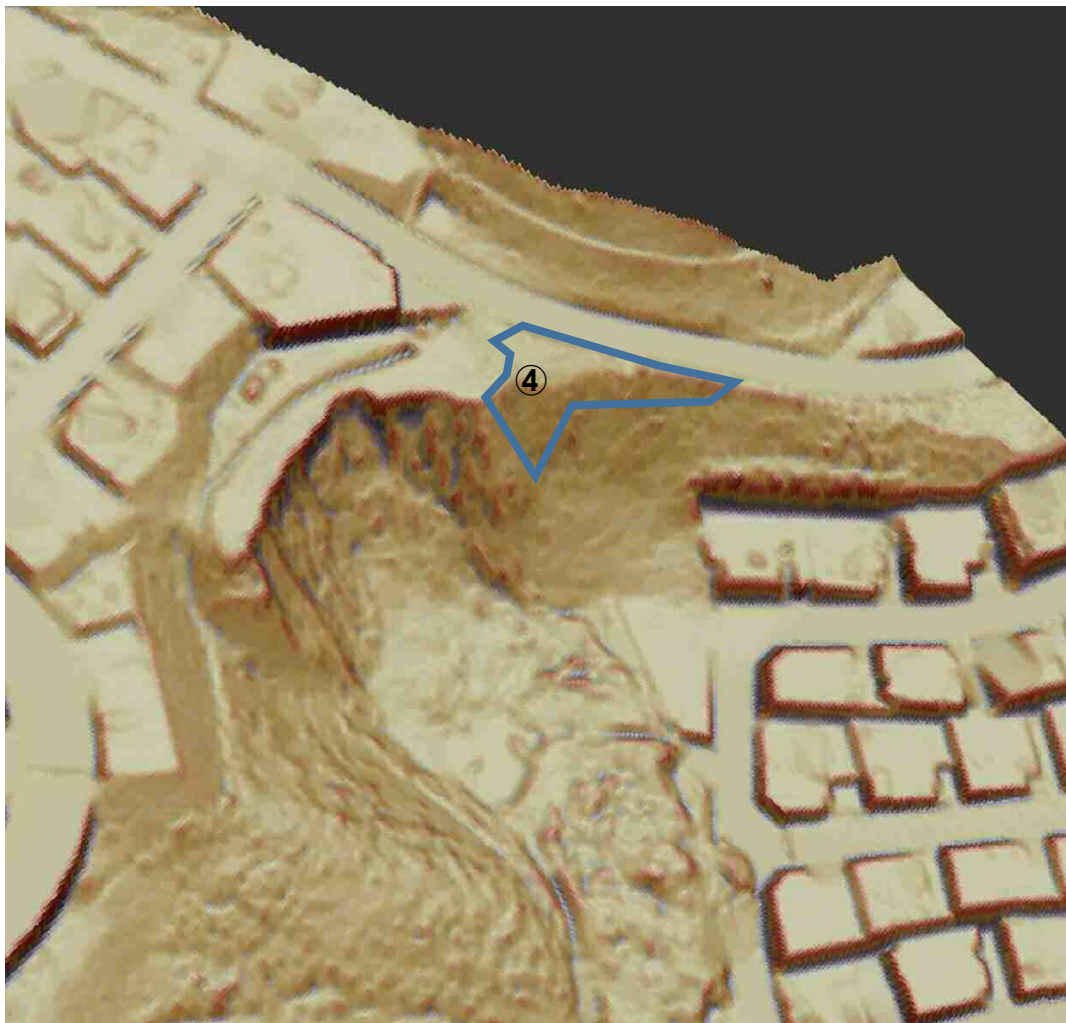


図-7.1.3 陰影図

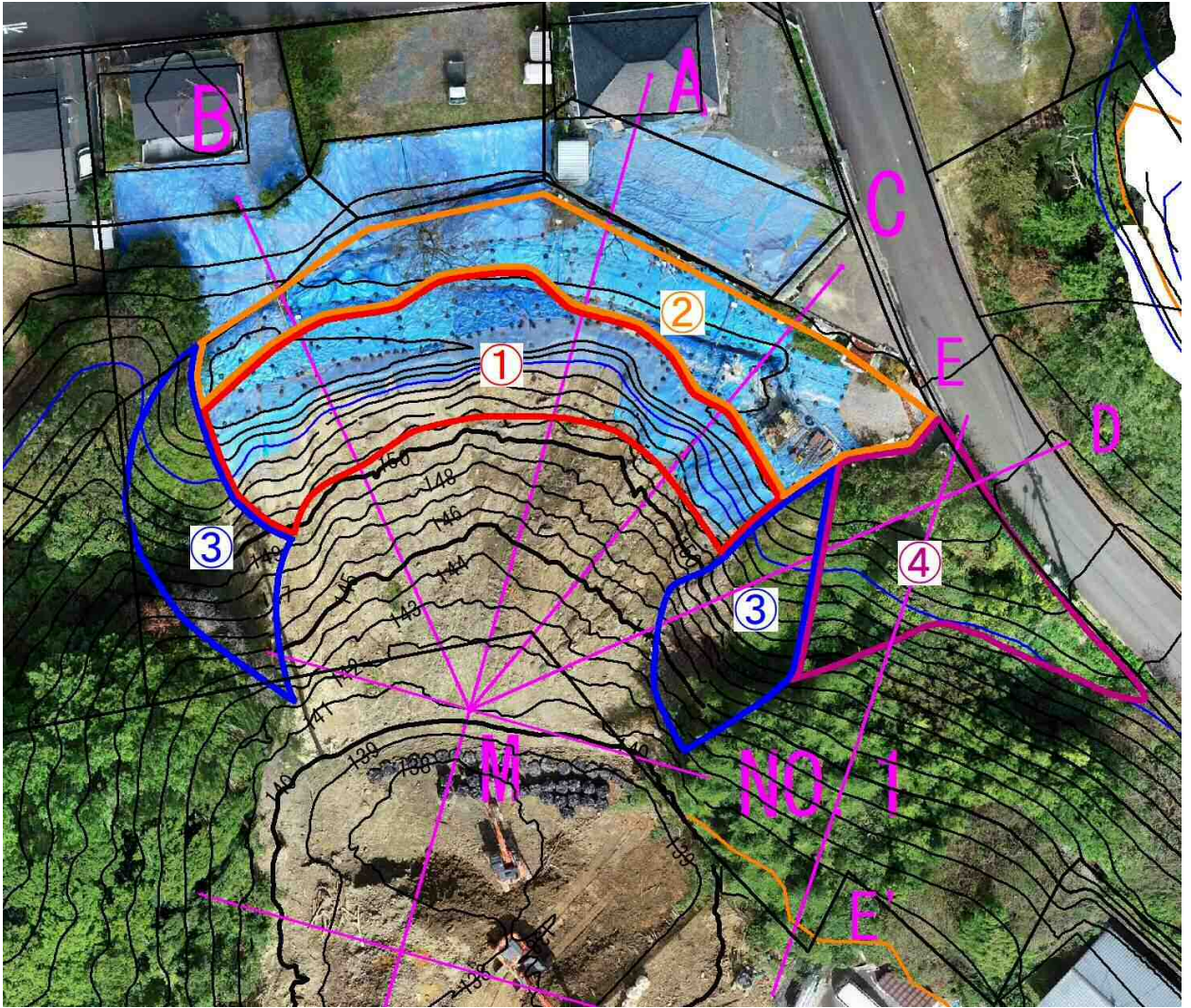


图-7.1.4 平面图 (2022年10月19日撮影)

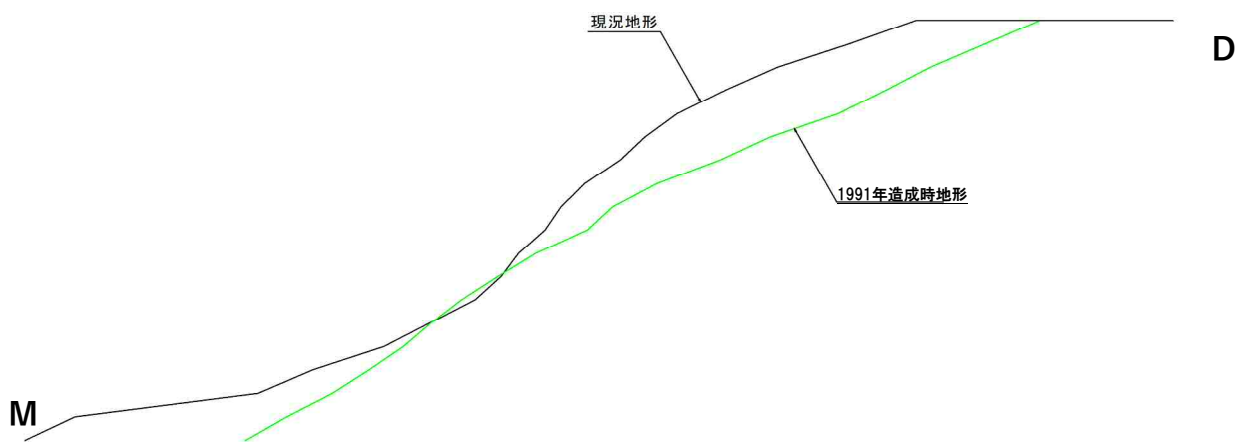


图-7.1.5 D-M横断面图

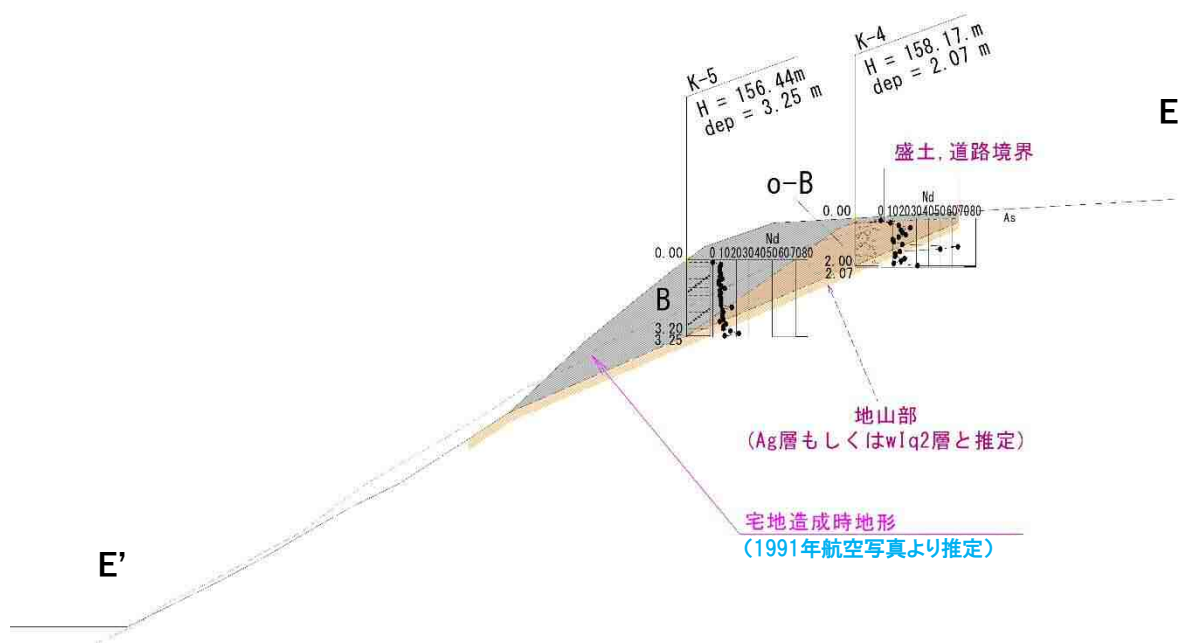


図-7.1.6 E-E' 横断面図

⑤斜面上方宅地： 1,100m<sup>3</sup> 除去の対象外

1991年地形データとの差分において盛り土として算出されていた当該区域だが、現地はコンクリート擁壁およびグラウンドアンカー工により造成されている（写真-7.1.4）など、その他の盛り土とは構造が明らかに異なる。関係者からのヒアリングによれば、「敷地内に何らかの変状があったため新たにコンクリート擁壁とグラウンドアンカーを設置した。」とのことであった。

以上の情報や、現状、コンクリート擁壁及び造成地盤周辺において新たな亀裂や変状は確認されない（図-7.1.7）ことから、崩落の危険性は低いと考えられる。また、崩落した盛り土との連続性も無いため、除去の対象外とした。



写真-7.1.4 斜面上方宅地 造成状況（2022年10月1日撮影）

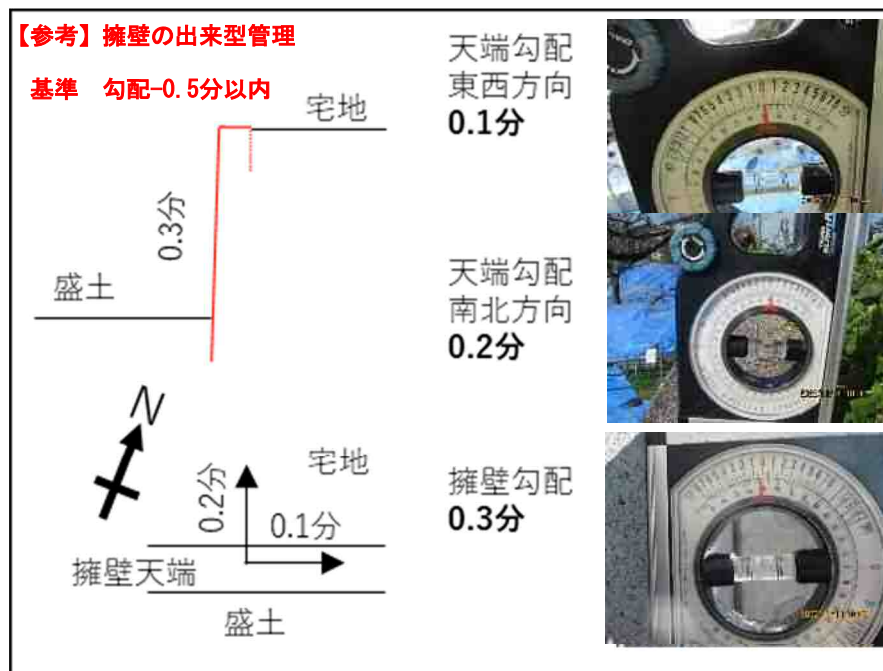


図-7.1.7 宅地コンクリート擁壁の計測結果

⑥盛り土周縁部： 280m<sup>3</sup> 除去の対象外

盛り土周縁部においては、盛り土の経年的な風化に伴い堆積した土砂が確認されているが、以下の理由から除去の対象外とした。

- ・堆積厚は薄く盛り土部とは一連を成していないため、連鎖的な崩落が懸念されない。
- ・周辺は根曲がり等の崩落痕跡を成しておらず、勾配も緩やかであるため、安定した斜面である。



写真-7.1.5 盛り土部周縁斜面の状況

以上のことから、表-7.1.1に示すように①～④の範囲の盛り土について、危険かつ緊急性のある事象であると判断し、 $V_F=3,320\text{m}^3$ を除去の対象とし、⑤、⑥の範囲の盛り土については、除去対象外とする。

次頁より盛り土除去後法面の計画平面図を示す。

表-7.1.1 除去対象土量

区間	除去対象(m <sup>3</sup> )	除去対象外(m <sup>3</sup> )	
①	1,100		
②	1,100		
③西側	210		
③東側	520		
④	390		
⑤		1,100(盛り土と一連を成していない)	
⑥		280(盛り土と一連を成していない)	
合計	3,320 (除去対象土量)	1,380	4,700

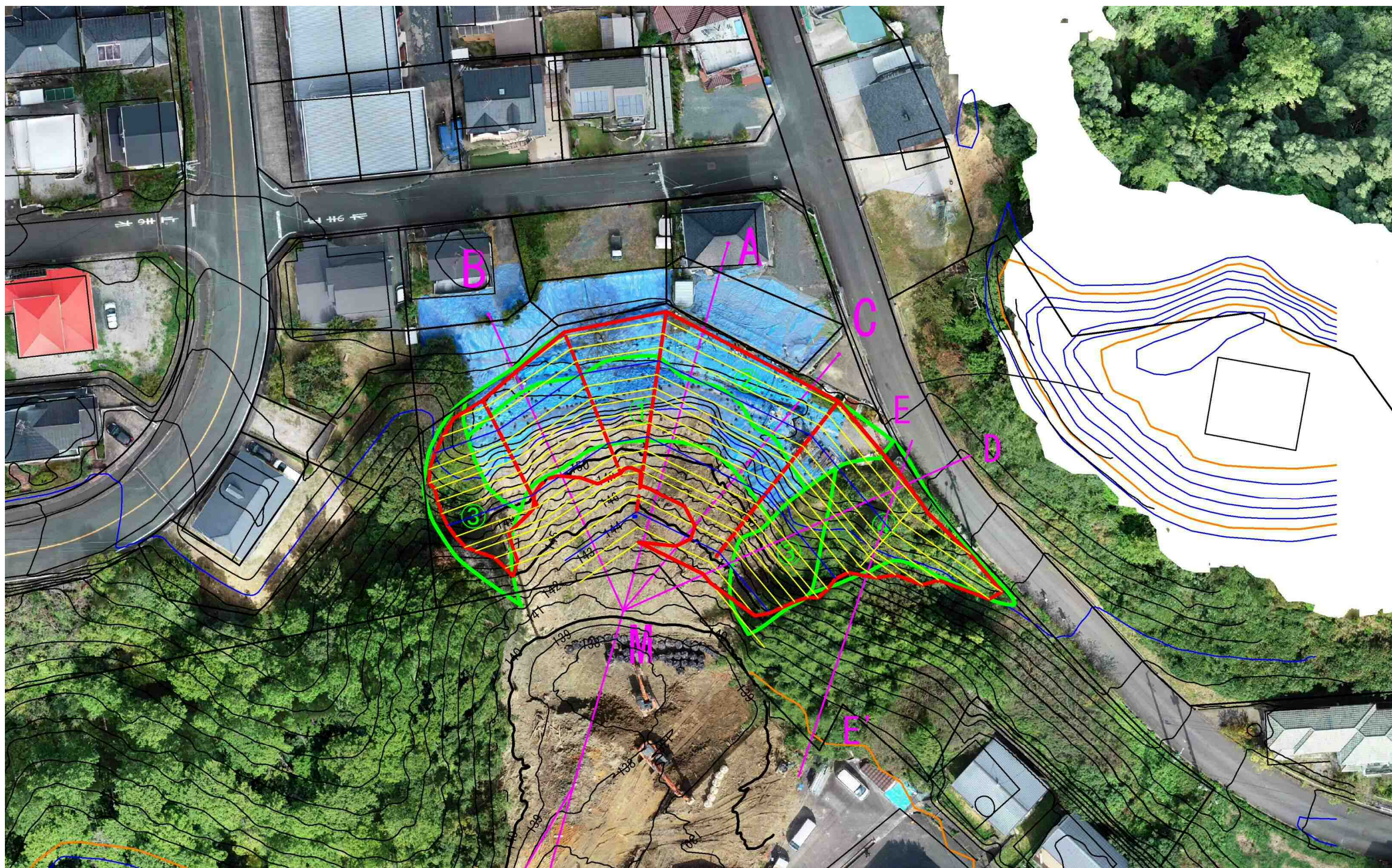


図-7.1.8 残存盛り土除去後法面の計画平面図 (2022年10月19日撮影)

## 7-1-2 盛り土除去後の斜面評価

先述のとおり不安定な盛り土（B層）について約3,300m<sup>3</sup>を除去することで、造成盛土（o-B層）の法面が露出する。

当該盛土は、斜面高約15m、法面勾配1:1.8であり概ね安定勾配が確保されている状態である。また盛土材料においても細粒分混じり礫質土であり一般的な盛土材料である。しかし、降雨や湧水、浸透水等に対しては、以下の宅地防災マニュアルの解説に記述されているような十分な排水措置が講じられていることが法面や地質調査結果からも確認出来なかった。

以上から、応急対策が完了したと判断するためには、地下水の影響について評価した斜面の安定性照査が必要と考える。

表-① 盛り土の安定性の照査を行う盛り土の条件

条件	判断基準	備考	
盛り土自体の条件	盛り土高さ・勾配	盛り土高・のり面勾配が表-②に示す標準値を超える場合	
	盛土材料	盛土材料が泥土等の表-②に該当しないような特殊土からなる場合	
盛り土周辺の地盤条件	基礎地盤	盛り土の基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合	「道路土工-軟弱地盤対策工指針」及び「道路土工-切土工・斜面安定工指針」を参照する。
	湧水	降雨や浸透水の作用を受けやすい場合	ただし、本指針4-9に従い、排水対策を十分に行い、表-②に示す標準のり面勾配の範囲内であれば安定性の検討を省略することができる。
	水際の盛土	盛り土のり面が常時及び洪水時等に冠水したりのり尻付近が侵食されるおそれがある場合	



図-② 盛り土高の定義

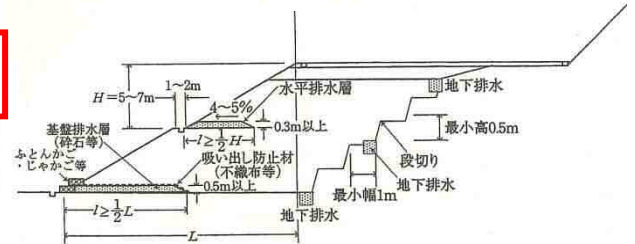


図-③ 降雨や浸透水の作用を受けやすい盛土断面の排水対策例

「宅地防災マニュアルの解説 P. 153」

なお、緑恵台の造成に着手した1988年（昭和63年）当時、基準となる森林法の林地開発許可制度（1974年（昭和49年））では盛土法面の最小安全率が定められていなかったが、勾配等の条件に基づき適正に施工されていた。

現在、盛土法面の安定性の照査は一般的に最小安全率で評価を行うが、現行の浜松市林地開発許可基準（2020年）において、高さ15m以下の盛土法面については最小安全率が定められていない。

そのため、当該地が宅地造成に伴う盛土法面であることを鑑み、宅地造成における盛土等の一般的な設計基準となる宅地防災マニュアルの解説（以下、宅造マニュアル）に基づいて検証する。

### I 総説

#### I.1 目的

本マニュアルは、開発事業に伴う崖崩れ、土砂の流出等による災害及び地盤の沈下、溢水等の障害を防止するために、切土、盛土、のり面の保護、擁壁、軟弱地盤の対策、排水の処理、滑動崩落防止対策等についての基本的な考え方及び設計・施工上留意すべき点を整理したものである。

#### I.2 対象範囲

本マニュアルは、宅地造成等規制法（昭和三十六年法律第九十一号）の許可等を必要とする宅地造成に関する工事及び都市計画法（昭和四十三年法律第百号）の許可を必要とする開発行為（以下「開発事業」と総称する。）を対象とし、開発事業者が事業を実施する際及び行政担当者が開発事業を審査する際の参考に供するものである。

「宅地防災マニュアル P. 1」



## ①地盤条件

ボーリングにて取得した供試体を用いた室内試験結果より、以下に示す定数を設定し斜面安定解析を実施した。なお、o-B層は3試料で室内試験を実施しており、内部摩擦角 $\phi'$ 、粘着力 $c'$ は最低値を使用するものとした。

表-7.1.3 土質定数一覧

土質名	単位堆積重量kN/m <sup>2</sup>	内部摩擦角 $\phi'$	粘着力 $c'$	備考
o-B※	20.3	37.8	13.4	盛土(砂)
A g	19	35	0	砂礫
wIq1	20	30	60	風化岩
wIq2	20	30	60	岩
(参考) B※	19.4	38.7	13.2	盛り土

※ 室内試験結果に基づき設定

## ②計算手法

斜面評価(安定計算)は宅造マニュアル「VI-3盛土のり面の安定性の検討」に基づき、簡便法(スウェーデン法、フェレニウス法)を用いた。また、後述するボーリング調査に基づく水位を想定して、間隙水圧を考慮した有効応力法による計算とした。

### VI. 盛土

#### (1) 常時の安定性の検討 [簡便法]

盛土の安定計算式は、一般的に用いられ、容易に計算できる簡便式(スウェーデン式)によることを標準とするが、他の安定計算式に比べて安全率の差異が大きくなる場合は、土質定数等を十分吟味して、より解析精度の高い手法を採用することが重要である。また、円弧滑り面法においては有効応力法(式VI.3-1)又は全応力法(式VI.3-2)のどちらかを選択する。

〈有効応力法による場合〉

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{[C' \cdot \ell + (W \cos \alpha - U) \cdot \ell] \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \text{式VI.3-1}$$

間隙水圧を考慮

〈全応力法による場合〉

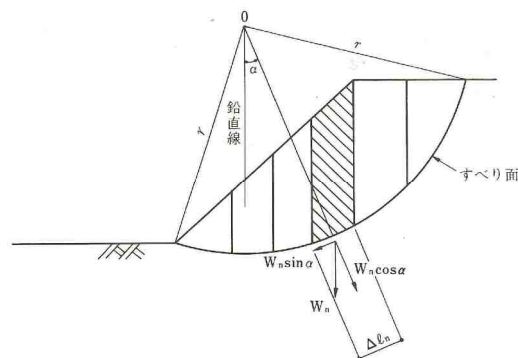
$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\sum (C + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \text{式VI.3-2}$$

ここに $F_s$ :安全率

- $M_R$ : 土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)
- $M_D$ : 土塊の滑動モーメント (kN・m/m)
- $W$ : 各スライスの単位長さ重量 (kN/m)
- $U$ : 各スライスの滑り面上に働く間隙水圧 (kN/m)
- $\alpha$ : 各スライスの滑り面の中点と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度(°)
- $\ell$ : 各スライスの滑り面の長さ (m)
- $\phi$ : 盛土の内部摩擦角(°)
- $\phi'$ : 有効応力に関する盛土の内部摩擦角(°)
- $C$ : 盛土の粘着力 (kN/m)
- $C'$ : 有効応力に関する盛土の粘着力 (kN/m)

本計算法は、図VI.3-2に示すような円弧滑り面法を用いている。この方法は、滑り面上の土塊を適当な幅に分割し、分割片のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計して、その比率によって安全率を求めるものである。

VI.3. 盛土のり面の安定性の検討



図VI.3-2 円弧滑り面法における各分割片に働く力

「宅造マニュアル P.144-145」

### ③応急対策における盛土斜面の安定性評価

応急対策における盛土斜面の安定性評価においては、宅地防災マニュアルの最小安全率を参考とし計画安全率 $p. F_s=1.50$ を用いる。

#### 4) 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な最小安全率 ( $F_s$ ) は、盛土施工直後において、 $F_s \geq 1.5$ であることを標準とする。

「宅地防災マニュアル P. 4」

### ④地下水位

第5章より、当該斜面の被災原因は斜面内の間隙水圧が急激に上昇し斜面が不安定化したことによるものであり、安定計算においても地下水位の条件の検討が重要である。

地下水位は第4章でまとめたボーリング調査時に確認された水位を条件とし、間隙水圧を考慮する条件で検討した。

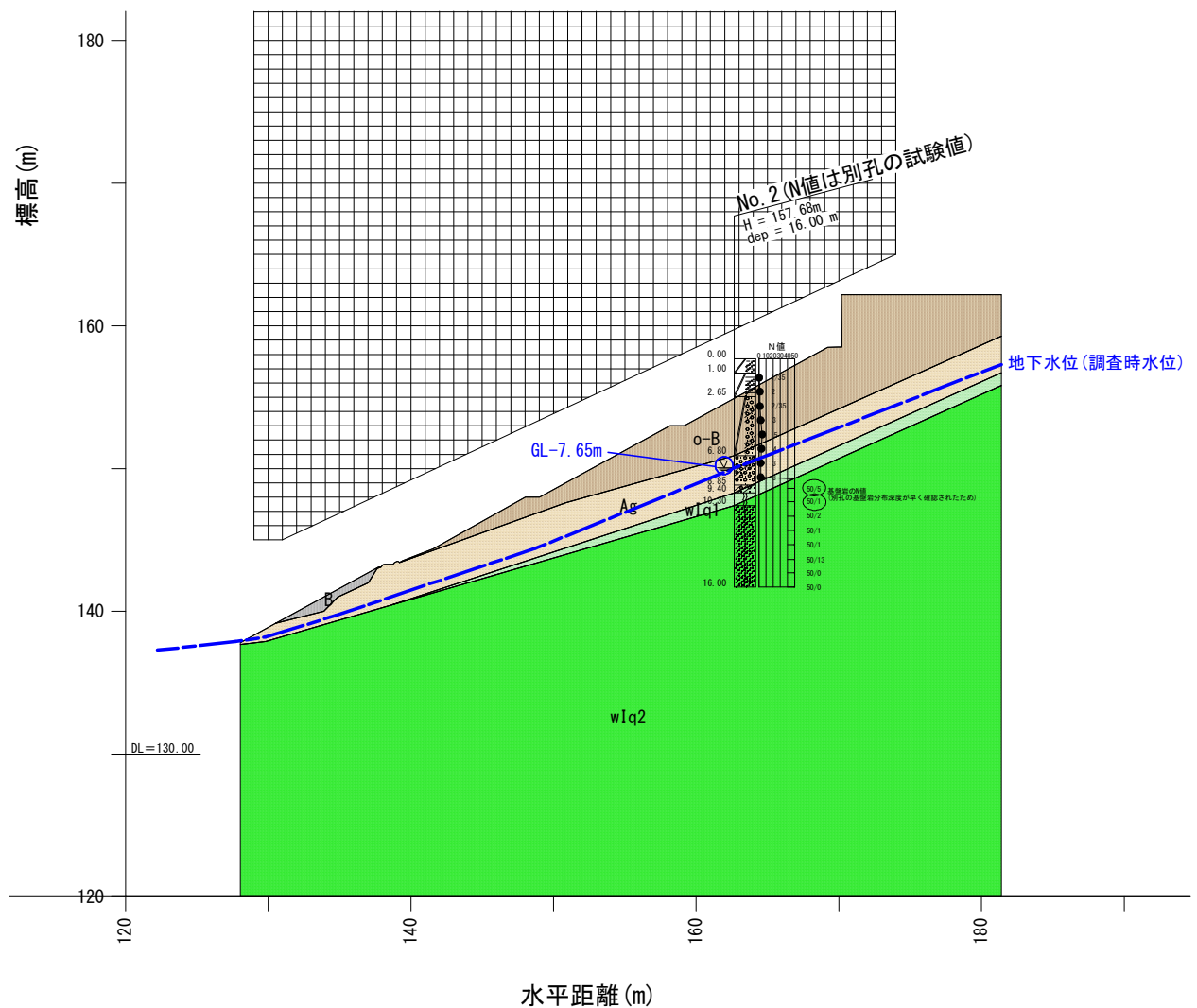


図-7.1.9 調査時水位 検討モデル

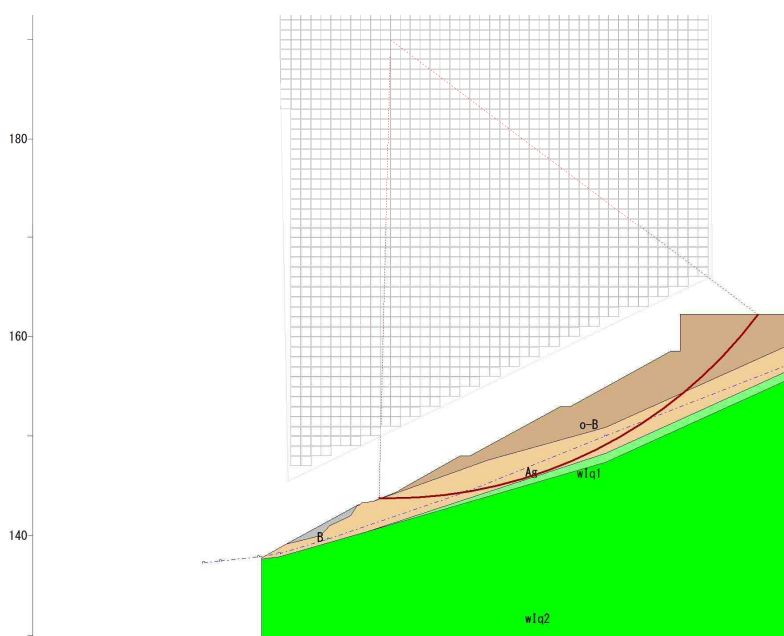
### ⑤解析結果

以下に検討結果を示す。ボーリング調査時の水位を考慮した場合、計画安全率1.50を満足しない結果となった。当該斜面は集水地形になされた谷埋め盛土であるため、地下水位が上昇しやすい条件にあることが想定される。したがって、異常降雨時の水位上昇に伴い、斜面の不安定化が懸念される。

このため崩落しない状況とするには、斜面内の水位を適切に排除し、間隙水圧の上昇を防ぐために、地下水排除工および法面排水工を計画し、地表面の降雨の適切な排水、および斜面内の地下水を外へ排出することが対策として有効である。

表-7.1.4 解析結果

	調査時水位
計画安全率1.50	<b>NG (1.445)</b>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	Fellenius法(土地改良基準)
安全率	Fs	-	1.445
計画安全率	p. Fs	-	1.500
抑止力	Pr	kN/m	79.0
円弧中心座標	X	m	141.000
	Y	m	190.000
円弧半径	R	m	46.315
すべり面長	L	m	44.074
面積	A	m <sup>2</sup>	166.94
法線力	N	kN/m	2893.64
間隙水圧	U	kN/m	166.40
地すべり抵抗力	S	kN/m	2087.01
地すべり力	T	kN/m	1444.00

図-7.1.10 検討結果

## 7-2 排水対策

### 7-2-1 地下水排除工設計

地下水排除工の設計にあたり、宅地造成マニュアルには詳細な記載が認められなかったため、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例-急傾斜地崩壊防止工事技術指針-（令和元年（2019年）5月）（以下、急傾斜指針）」を参考に設計した。また、補完的に「地すべり防止技術指針および同解説（以下、地すべり指針）」も参考にした。以下に、施設設計結果一覧を示す。

表-7.2.1 施設設計結果一覧

項目	設計条件	当該箇所での考え方
打設位置	浅層の地下水を排除するもので、地形的に施工可能な箇所に設ける	・地下水の上昇が懸念される法尻に打設する。
仰角	集水した地下水が自然流下するように5~10°とする	標準かつ施工性を考慮し5°とした。
長さ	15~30m すべり面を貫いて5~10mの余掘	すべり面は無いが、wIq1層への掘削5mを余長とし、全長21.5mとする。
間隔 平面配置	先端間隔が5~10mとなるように放射状または平行に配置	各ボーリングの先端間隔が5~10m程度になるよう、放射状に配置する。
保孔管	VP40 またはガス管を標準とする	局所的かつ、すべり運動によるせん断破壊の懸念も少ないため、VP40を採用する

#### (1) 配置計画

##### ①横ボーリング工打設箇所

横ボーリング工の打設箇所は、斜面全体の地下水を低下させることができ、また今後の維持が容易である法尻部とする。



図-7.2.1 横ボーリング工 打設箇所

## ②打設角度

下記指針のとおり、横ボーリング工の仰角は、集水した地下水が自然流下するように $5^{\circ}$ ～ $10^{\circ}$ での施工が一般的である。地下水の流動が想定される o-B 層から Ag 層への有効長を十分確保できるように、横ボーリング工の仰角は $5^{\circ}$ を採用した。

ボーリング孔から集水した水は速やかに集水枡、排水路に流入させ、斜面外に排水する。また、その配置は先端間隔が5～10m程度になるように配置するのが一般的である（図3-28参照）。

ボーリングの位置は安定した地盤の箇所とし、軟弱なところに地下水を集中させないように心がける。ボーリング孔口から奥へ50cmぐらゐは透水性のマットや蛇かご等を置いて、土砂の流出すなわち吸出しを防ぐことが望ましい。破碎帯や崩積土の地質のところではボーリング穿孔中、孔崩れや孔曲がり等を生じやすいため、ストレーナ管の挿入が非常に困難な場合が多い。このような地質のところでは計画の段階で地質調査を十分行い、ボーリング方法を決定する。

ボーリングの穿孔角度は被圧地下水を排除する目的で行う場合を除き、一般に仰角 $5\sim 10^{\circ}$ で施工する。掘進中、孔曲がりや伏角にならないよう注意する。

「急傾斜指針 P.131」

- (2) 集水した地下水は、集水枡や排水路に導き、速やかに地すべり地外へ排水する。
- (3) ボーリング孔口は、安定した地盤に設け、排水による孔口の崩壊を防止するために保護工を設置する（図5-11）。
- (4) ボーリング掘進勾配は、集水した地下水が自然流下するように概ね仰角 $5\sim 10^{\circ}$ とし、掘削孔径は66mm以上とする。
- (5) 地すべり斜面の土質が粘質土で透水係数が小さい場合は、ボーリング孔径を大きくする。
- (6) 集水管には、内径40mm以上の管を用い、帯水層区間はストレーナ加工を行う。ストレーナは、円形またはスリット状とする。また、集水管の継ぎ手は、ソケット継ぎ手または突き合わせ継ぎ手とし、継ぎ手長さは内径の1.5倍程度を標準とする。図5-12には、円形ストレーナの例を示した。
- (7) 横ボーリングからの排水量を定期的に確認し、目詰まり等により機能の低下が認められるときは孔内洗浄を行う。（5.4.1参照）

「地すべり指針 P.93」

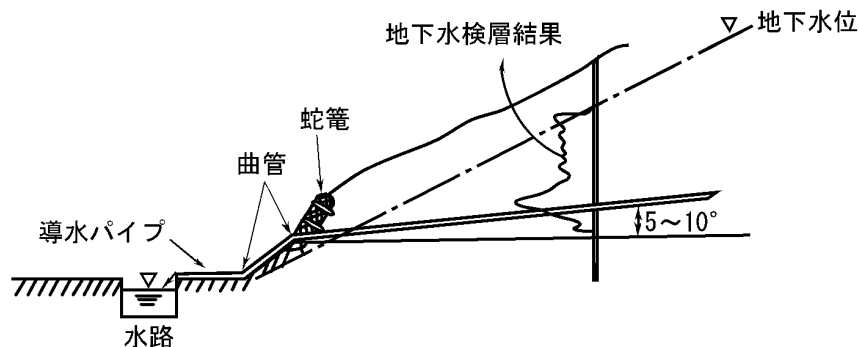
### ③施設長

下記の指針より、斜面崩壊工事における横ボーリング工は通常 15～30m 程度であり、また地すべりでは、すべり面を貫いて 5～10m の余掘を行うように計画する。復旧する法面においてすべり等の斜面変動は生じていないが、o-B 層から Ag 層において降雨時の地下水流動が想定される。そのため、wIq1 層への掘削を余掘として 5.0m 確保し、21.5m を施設長とした。

暗渠工などで処理できない比較的深いところに存在している地下水を排除するために横ボーリング工を用いる。横ボーリング工の設置箇所は、地下水の分布または流入の著しい箇所、あるいは湧水のある箇所やパイピングによる局所崩壊の予想される箇所とする。斜面崩壊防止工事では地すべり防止工事の場合より集水範囲が狭いため、ボーリングの延長も短く、1 本当たり通常 15～30 m 程度で用いられる。横ボーリング工の施工は地下水の水位、流量等の調査結果に基づいて計画的に施工しなければならない。なお、常時湧水している箇所で降水時に集中して流量・流速が増大するような場合は、透水性マットや蛇かごなどを置いて周辺の土粒子や砂の流出を防ぐなど、吸出防止対策も忘れてはならない。

「急傾斜指針 P. 130-131」

- (1) 横ボーリングは一般に浅層地下水の集中している部分に設け、ボーリング先端での間隔は 5～10m となるように放射状あるいは平行に設計する（図 5-10）。また、横ボーリング工は、すべり面を貫いて 5～10m の余掘りを行うように計画する。



「地すべり指針 P. 92」

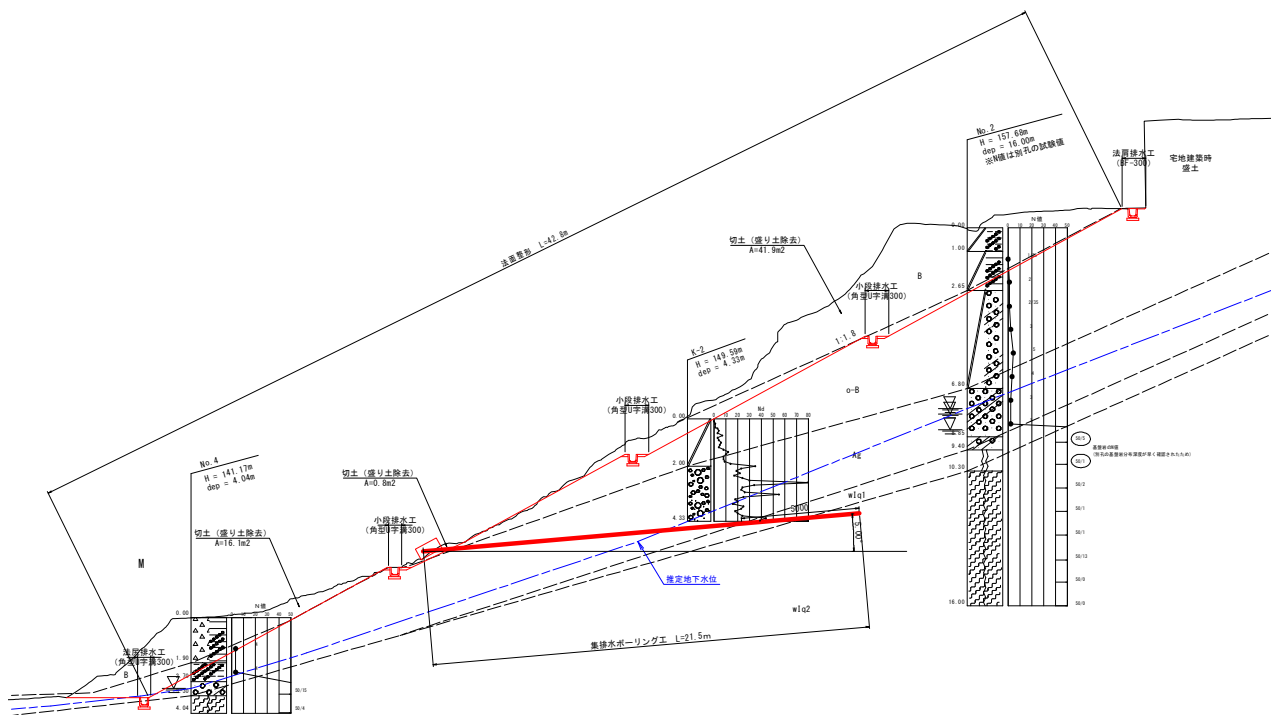


図-7.2.2 横ボーリング工 横断配置計画

#### ④平面配置

下記の指針から、平面配置は先端間隔が5~10m程度になるように放射状に配置する。当該箇所においては、放射状に20°ずつずらして打設することで先端間隔が5~10m程度に配置することができる。本数は、旧集水地形の地下水を包括的に排除するため、上記配置にて7本が妥当と判断した。

ボーリング孔から集水した水は速やかに集水橋、排水路に流入させ、斜面外に排水する。また、その配置は先端間隔が5~10m程度になるように配置するのが一般的である (図3-28参照)。

ボーリングの位置は安定した地盤の箇所とし、軟弱なところに地下水を集中させないように心がける。ボーリング孔口から奥へ50cmぐらゐは透水性のマットや蛇かご等を置いて、土砂の流出すなわち吸出しを防ぐことが望ましい。破碎帯や崩積土の地質のところではボーリング穿孔中、孔崩れや孔曲がり等を生じやすいために、ストレーナ管の挿入が非常に困難な場合が多い。このような地質のところでは計画の段階で地質調査を十分行い、ボーリング方法を決定する。

ボーリングの穿孔角度は被圧地下水を排除する目的で行う場合を除き、一般に仰角5~10°で施工する。掘進中、孔曲がりや伏角にならないよう注意する。

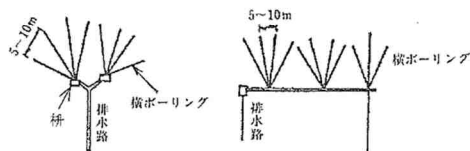


図3-28 横ボーリングの配置

「急傾斜指針 P.131」

(1) 横ボーリングは一般に浅層地下水の集中している部分に設け、ボーリング先端での間隔は 5~10m となるように放射状あるいは平行に設計する (図 5-10)。

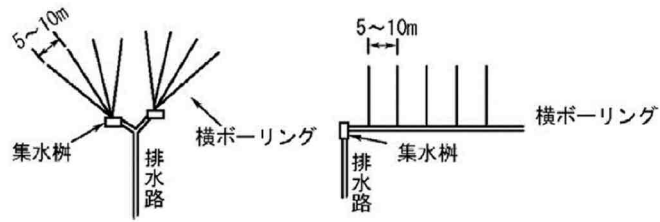


図 5-10 横ボーリングの配置

「地すべり指針 P.92-93」

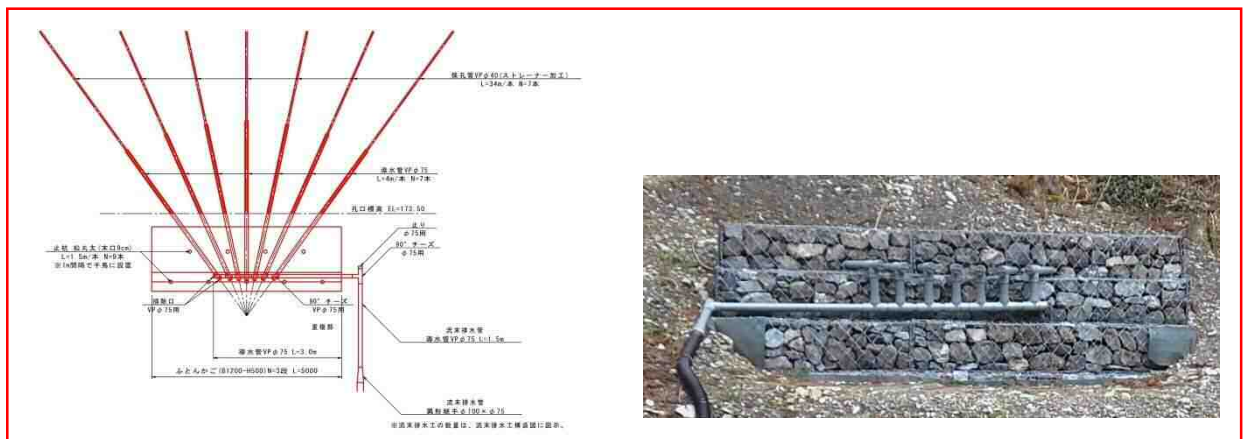
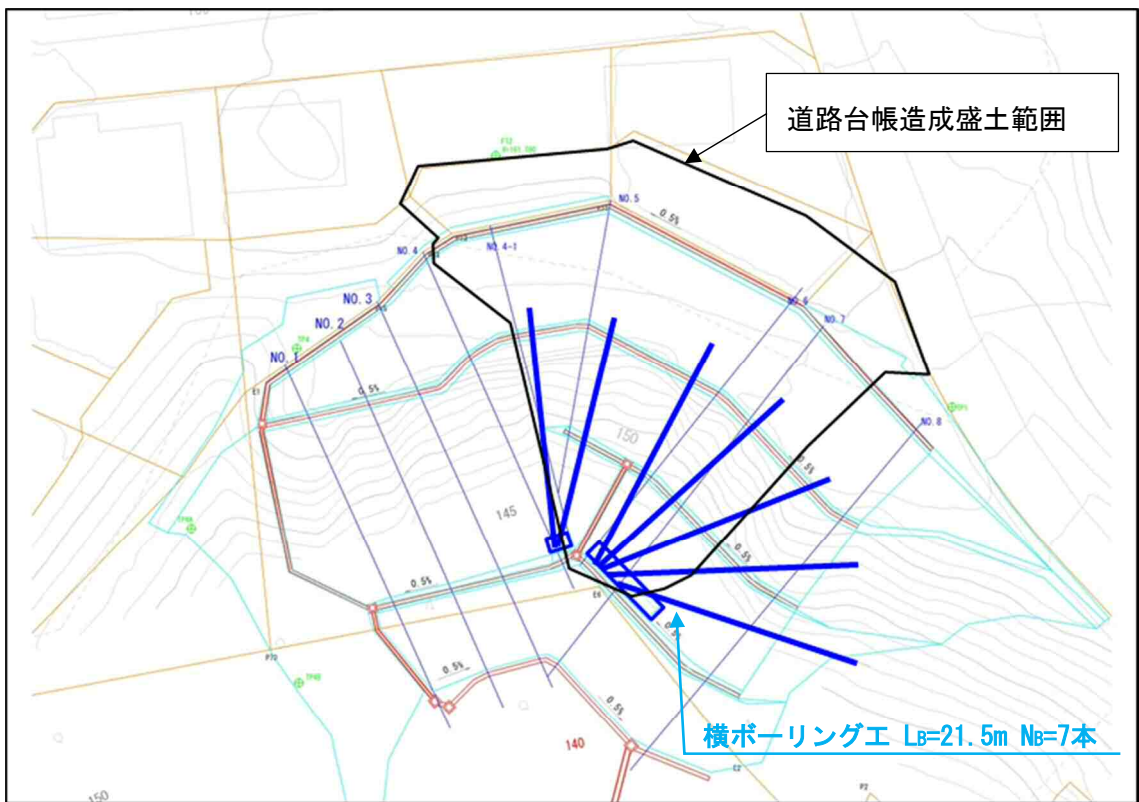


図-7.2.3 横ボーリングエ 平面配置・孔口構造 (イメージ)



## ⑤保孔管

下記の指針では、掘削孔径は 66mm 以上、内径 40 mm以上の有孔管が標準とされ、一般にはストレーナ加工を施した硬質塩化ビニル管 (VP 管) やガス管が使用される。本現場は施工箇所が局所的であり、また地すべり運動による保孔管のせん断破壊のリスクも低い。そのため、本現場では VP40 を採用する。

一般に孔径は 66~100 mm が多く、掘進終了後滞水箇所 (滞水層) に円形またはスリットのストレーナをつけた硬質塩化ビニル管かガス管を保孔管兼集排水管として挿入する。ストレーナの目詰まりを妨ぐためストレーナ部分にポリエチレンの網状管を二重管状につけることもある。一般には滞水層区間内のみストレーナ加工を行うが、透水性の悪い地盤から集水を行う場合は保孔管全長にわたってストレーナをつける場合もある。ストレーナの大きさ、配置を決めるにあたり目詰まりを起こさないような考慮をする必要がある。大きい孔をあければ目詰まりの心配がない代わりに管周辺の土砂の流れ出しによって崩壊に至る危険があり、孔径を小さくすれば目詰まりを起こしやす。これを防ぐため細いスリットをあける方法等が一部で試みられている。

なお、円孔のストレーナの直径は 5 mm 程度である (図 3-29 参照)。保孔管の継手はソケット継手または突合せ継手とし、継手の長さは内径の 1.5 倍程度を標準とする。また、近年は強度や集水性能の向上を図った保孔管も必要に応じて使用されている。

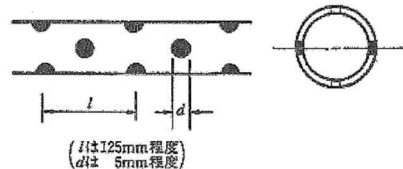


図 3-29 保孔管のストレーナの例

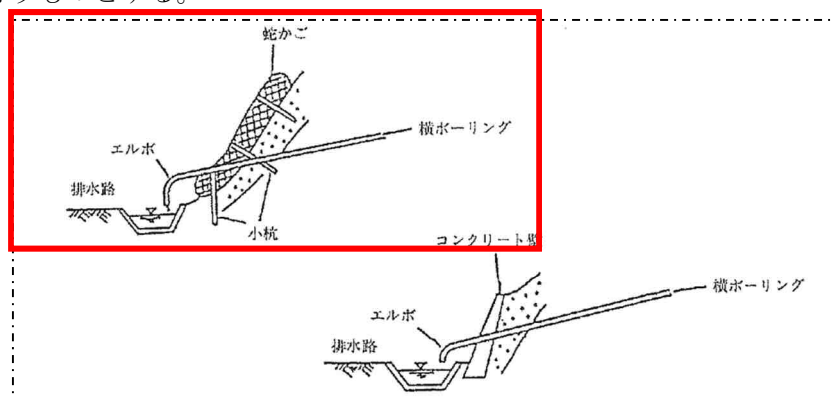
「急傾斜指針 P. 131」

- (4) ボーリング掘進勾配は、集水した地下水が自然流下するように概ね仰角 5~10° とし、掘削孔径は 66mm 以上とする。
- (5) 地すべり斜面の土質が粘質土で透水係数が小さい場合は、ボーリング孔径を大きくする。
- (6) 集水管には、内径 40mm 以上の管を用い、帯水層区間はストレーナ加工を行う。ストレーナは、円形またはスリット状とする。また、集水管の継ぎ手は、ソケット継ぎ手または突き合わせ継ぎ手とし、継ぎ手長さは内径の 1.5 倍程度を標準とする。図 5-12 には、円形ストレーナの例を示した。

「地すべり指針 P. 93」

## ⑥孔口保護工

孔口の保護には、蛇籠やコンクリート壁が用いられることが多い。法面に這わせるように蛇籠による保護を行うものとする。



## 7-2-2 法面排水工

### ①計画雨水流出量

計画雨水流出量の算定は、合理式により算出する。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times \gamma \times A$$

Q : 計画雨水流出量 (m<sup>3</sup>/s)

γ : 降雨強度 (mm/hr)

f : 流出係数

A : 流域面積 (ha)

#### ① 計画流出量の算定

開発事業区域内の雨水排水施設の規模の決定に当たっては、降雨強度、排水面積、地形・地質、土地利用計画等を総合的に考慮するものとするが、下水道計画の計画規模を下回らないものとするとともに、下流水路・河川等の管理者と十分協議しておくことが望ましい。

計画流出量の算定方法としては、合理式と実験式があるが、一般に合理式が用いられている。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \dots\dots\dots \text{(式 XI.2-1)}$$

ここに、 f : 流出係数

r : 降雨強度 (流達時間内の平均降雨強度) (mm/hr)

A : 集水面積 (ha)

Q : 計画流出量 (m<sup>3</sup>/sec)

「宅造マニュアルP. 286」

### 1) 降雨強度 (γ)

降雨強度 (γ : ある一定時間に降った雨が 1 時間降り続いたとして換算したもの) は、「宅地防災マニュアルの解説P. 287」によると、原則として5~10年確率で設定されている下水道計画基準を上回り、かつ過去の集中豪雨等によるがけ崩れの実績を考慮して定めるものとしている。また、「静岡県盛土等の規制に関する条例盛土等の構造基準及び解説」においては、5年確率の降雨強度以上の値を用いることとしている。よって5年確率の降雨強度を算定し、今回の被災時の時間最大雨量を上回っていることを確認する。

適用する降雨強度式は、実測資料による降雨の地域特性等を評価した上で適切なものを用いることとするが、実際には、都道府県の河川部局、下水道部局等が既に作成している場合が多い。

- ② 降雨確率年については、地方公共団体が定める下水道基準では、原則として5~10年が採られている。宅地造成等規制法による宅地造成においては、下水道計画の場合の降雨強度以上で、過去の集中豪雨等によるがけくずれ等の災害の実績を考慮して定めるものとしている。また、都市計画法施行規則第22条では「排水施設の管渠の勾配及び断面積は、5年に1回の確率で想定される降雨強度値以上の降雨強度値を用いて算定した計画雨水量（中略）を有効に排出することができるよう」と定めている。

1-1) 降雨継続時間

降雨継続時間は、宅地造成開発区域内においては5～10分から適切な値を取ることとされている。

(降雨継続時間とは、降雨が継続して降った場合を想定する際の時間である。降雨強度算出の際に、引き伸ばす雨量の時間を示したものであり、継続時間を短く設定すると降雨強度は大きくなる。)

「宅地防災マニュアルの解説P. 288」

1/5年確率 到達時間：t=5分

$$\gamma = \frac{1420.6}{t^{0.7} + 7.5419} \quad (\text{mm/hr})$$

$$\gamma = 134 \quad (\text{mm/hr}) \text{ とする。}$$

③降雨強度

開発区域内の排水施設の管渠の勾配及び断面積を設計するために用いる降雨強度は、5年に1回の確率で想定される降雨強度以上の値を用いることとされている。具体的には、次のいずれかとする。ただし、公共施設の管理者が別途定めた場合は、この限りではない。

- ・到達時間（＝継続時間）から計算により求めた5年確率降雨強度
- ・調整池の容量設計に用いる降雨継続時間を30分とした場合の50年確率降雨強度

(注) 一般的には、降雨継続時間を5～10分程度として管渠等の排水施設を設計するが、本県では、計算の簡略化に鑑みて、その差が1割程度である調整池設計の計算に用いる30分降雨継続時間・50年確率降雨強度を用いても差し支えないこととしている。

(注) 到達時間：開発区域の流末に流入する流域の最遠点から、当該流末までに流入する時間をいい、これを継続時間として次表から決定する。

○5年確率降雨強度		(mm/hr)		
降雨継続時間	東 部	中 部	西 部	
5分	128	144	134	
7	117	132	124	
10	105	119	113	
15	92	105	100	
20	83	95	91	
30	71	83	77	
	810.1	630.4	1420.6	
	$r' = \frac{810.1}{t^{0.6} + 3.7194}$	$r' = \frac{630.4}{t^{0.5} + 2.1353}$	$r' = \frac{1420.6}{t^{0.7} + 7.5419}$	

「静岡県盛土等の規制に関する条例盛土等の構造基準及び解説 P. 15」

今回の台風第15号では、時間雨量最大81.5mm/hrであり、本検討においてはこれを上回る流量を対象としていることを確認した。

## 2) 流出係数 ( f )

### イ 流出係数

放流先河川等の流下能力を検討する際の流出係数

一般に次の値を標準とする。

なお、流出係数は流域の開発によって大きく変化することが多いので、計画値として

採用する値は流域の開発計画等を十分織り込んでおく必要がある。

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

「浜松市 開発許可指導基準 P.45」

一般には上表に示す値を標準として用いればよい。今回対象とする流域には道路は含まれないため、山地としてf= 0.7とする。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times \gamma \times A$$

$$= 1/360 \times 0.7 \times 134 \times A$$

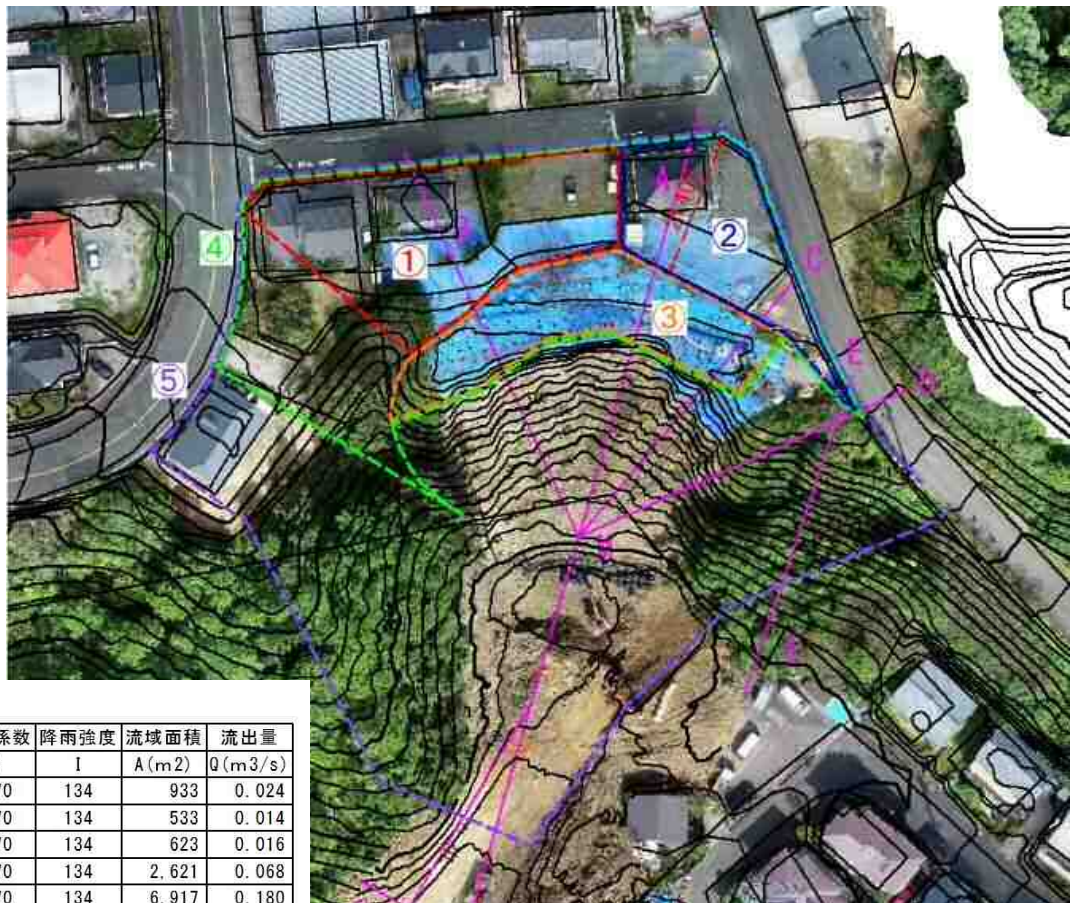


図-7.2.4 流出量

## ②断面計算

排水路断面の決定はマンニング式により行う。

$$Q_d = A \cdot V_d$$

$$V_d = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$Q_d$  : 流量 (m<sup>3</sup>/s)

$R$  : 径 深 (m)  $R = A / P$

$A$  : 通水断面積 (m<sup>2</sup>)  $P$  : 潤 辺 (m)

$V_d$  : 平均流速 (m/s)  $I$  : 勾 配

$n$  : 粗度係数

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例P114」

水路等の断面は土砂などの堆積を考慮して流出量より20%程度余裕をもった断面とする。従って、水路壁高の2割を余裕高とする。

### 1) 粗度係数

表-7.2.2 マニングの粗度係数 : n

水路の形式	水路の状況	nの範囲	nの標準値
カルバート	現場打ちコンクリート		0.015
	コンクリート管		0.013
	コルゲートメタル管 (1形)		0.024
	〃 (2形)		0.033
	〃 (ペーピングあり)		0.012
		<b>塩化ビニル管</b>	
	<b>コンクリート2次製品</b>		<b>0.013</b>
ライニングした水路	鋼、塗装なし、平滑	0.011~0.014	0.012
	モルタル	0.011~0.015	0.013
	木、かんな仕上げ	0.012~0.018	0.015
	コンクリート、コテ仕上げ	0.011~0.015	0.015
	コンクリート、底面砂利	0.015~0.020	0.017
	石積み、モルタル目地	0.017~0.030	0.025
	空石積み	0.023~0.035	0.032
ライニングなし水路	アスファルト、平滑	0.013	0.013
	土、直線、等断面水路	0.016~0.025	0.022
	土、直線水路、雑草あり	0.022~0.033	0.027
	砂利、直線水路	0.022~0.030	0.025
自然水路	岩盤直線水路	0.025~0.040	0.035
	整正断面水路	0.025~0.033	0.030
	非常に不整正な断面、雑草、立木多し	0.075~0.150	0.100

「道路土工要綱 P137より」

### Ⅺ.2.3. 排水施設の設計・施工上の留意事項

排水施設の設計・施工に当たっては、計画流出量を安全に排出する能力を有し、将来にわたりその機能が確保されるよう、構造上及び維持管理上十分な配慮をする必要がある。

#### 【解説】

#### ① 設計・施工に当たっての留意事項

排水施設の設計・施工に当たっては、次の各事項に十分留意する。

- ① 排水路勾配は、原則として、下流へいくにしたがい緩勾配になるよう計画する。
- ② 流速は、流水による異常な排水路の磨耗や土砂堆積が生じない程度のもとする。
- ③ 流下断面の決定に当たっては、土砂の堆積等を考慮して十分に余裕を見込む。  
開水路の場合は2割の余裕高（8割水深）、また管路の場合は余裕高なしの満流状態とするのが一般的である。
- ④ 施設の構造は、堅固で耐久性を有する構造とする。
- ⑤ 施設は、コンクリート、その他の耐水性の材料で造り、かつ、施工継手からの漏水を最小限にするよう努める。
- ⑥ 公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分の内径又は内のり幅は、20cm以上とする。
- ⑦ 暗渠である構造部分で公共の用に供する管渠の始まる箇所、排水の流下方向、勾配又は横断面が著しく変化する箇所、管渠の長さとその内径又は内のり幅の120倍を超えない範囲において管渠の維持管理上必要な箇所には、ます又はマンホールを設ける。
- ⑧ 雨水を排除すべきますの底には、15cm以上の泥だめを設ける。
- ⑨ 公共の用に供する排水施設は、その施設の維持管理上支障のない場所に設ける。
- ⑩ 軟弱地盤等における暗渠の敷設に際しては、地盤の沈下等による暗渠の損傷又は機能障害を防ぐため、基礎工事等の対策に十分配慮する。
- ⑪ 排水路の屈曲部においては、越流等について十分検討しておく。

「宅造マニュアル P.291」

### ③排水工の選定

以上の想定流量及び流下能力の算定により、各排水工の選定を行う。

#### 1) 法肩排水工

法肩は重機の進入による施工が可能である。そのため、コンクリート2次製品を用いた排水工を計画する。

断面規模はPU1-240で必要な流下能力を確保できるが、近年頻発している短時間豪雨等への対応も考慮し、1サイズ大きい断面のPU1-300とする。

## 2) 小段排水工

小段排水は法面整形後に設置作業を行う必要があるが、重機による設置作業が困難である。そのため、人力運搬が可能な角型U字溝を選定する。断面規模は、300（角型U字溝最小断面）により必要な流下能力を確保する。

## 3) 縦排水工

縦排水工は維持管理が容易な開渠とし、施工が容易となるBF-240により必要な流下能力を確保する。

## 4) 流末排水工

法面工より下流については、法肩排水工、小段排水工、縦排水工、および横ボーリングを整備することで従前よりも流入量が増加することを鑑み、流れを阻害しないような線形とする。また、断面規模は既設排水路と同じPU1-360×360で必要な流下能力を確保できるが、近年頻発している短時間豪雨等への対応も考慮し、1サイズ大きい断面のPU1-450×450とする。



写真-7.2.1 流末排水

### 7-2-3 排水工計画後地形の斜面安定照査

法面排水工および地下水排除工により、水位の上昇を抑えることが出来る。下記の地すべり指針によれば、先述した横ボーリング工による地下水位の計画低下高の目安は3mとされている。現状、No. 2地点における解析水位(調査時水位)はGL-7.65mに設定されているため、地下水位が目安の3m程度低下するものと仮定すると、No. 2地点では基盤岩(GL-9.40m)以深に水位が分布することとなる。以上を踏まえ、排水工計画後地形では、基盤岩まで地下水位を低下させた条件(間隙水圧を考慮しない条件)で斜面安定解析を行った。その結果、計画安全率1.50を満足することを確認した。

#### 2) 地下水排除工

地下水排除工によって、地すべり地域内に流入あるいは浸透する地下水及び地域内に分布する地下水を排除し、地すべり土塊内部の間隙水圧(地下水位)を低下させる。地下水排除工は、地表に近い地層内を流動する地下水を対象とする浅層地下水排除工とすべり面に近い深部の地下水を対象とする深層地下水排除工に大別される。

地下水位の計画低下高は、対策工の種類、地すべり地の地形、地質、土質、地下水の賦存条件によって異なるため、地下水位解析結果や類似箇所での地下水位低下実績等を参考に検討を行い、決定する。地下水位解析や類似箇所での実績等が得難い場合は、目安として次の値を参考としても良い。ただし、ここに示す値は、地すべり地内に地下水排除施設を適切に配置した場合の経験的な値であり、期待できる地下水位低下高の最大値と考えるべきである。したがって、施工後に継続観測を行い、目標とする地下水位低下がみられない場合には、工法を再検討し、増工等を検討する。

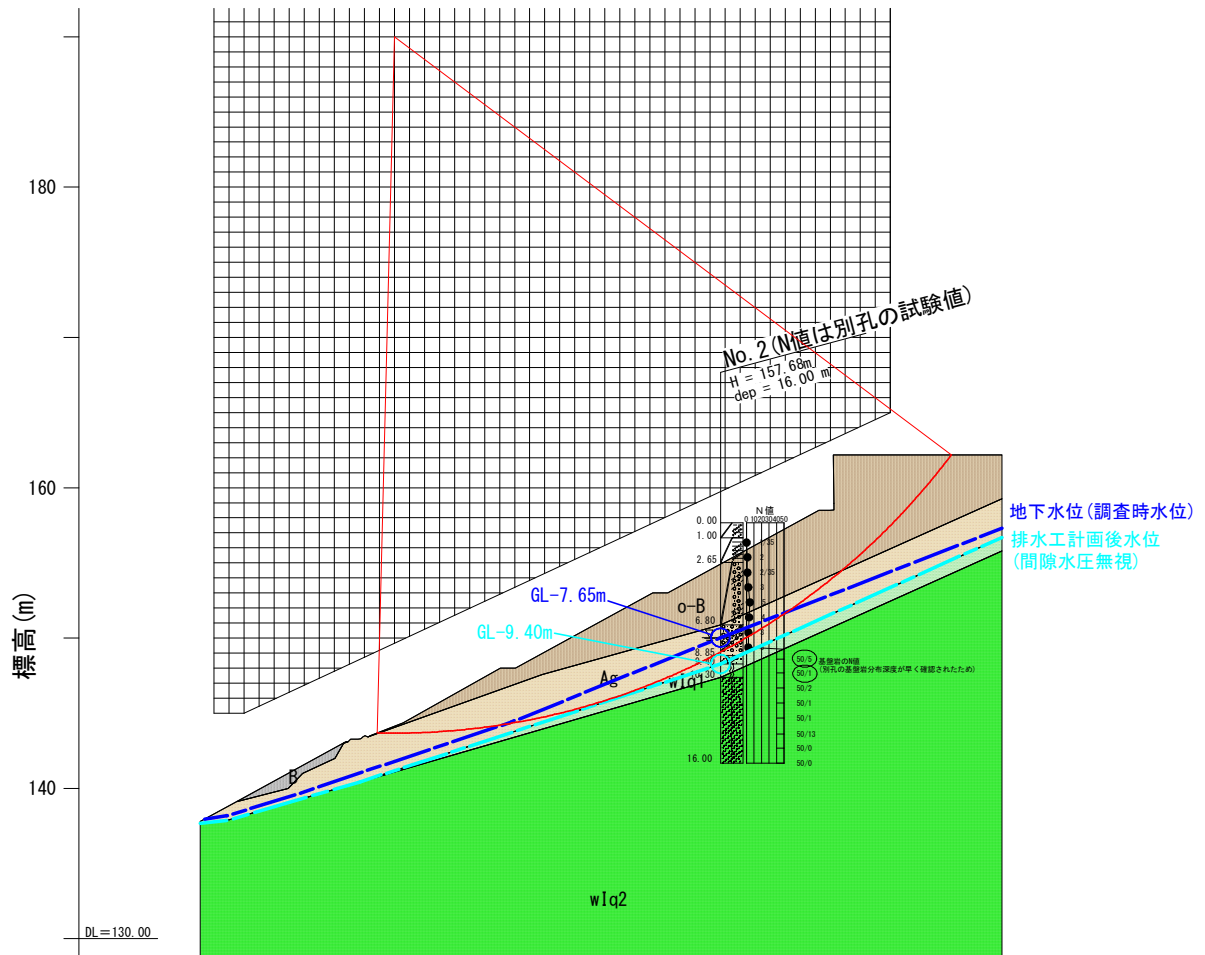
横ボーリング工	3m
集水井工	5m
排水トンネル工	8m

「地すべり指針 P. 61」



表-7.2.3 排水計画後解析結果

	調査時水位	排水計画後 (間隙水圧無視)
計画安全率1.50	<b>NG (1.445)</b>	<b>OK (1.526)</b>



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	Fellenius法 (土地改良基準)
安全率	Fs	-	1.526
計画安全率	p. Fs	-	1.500
抑止力	Pr	kN/m	-37.5
円弧中心座標	X	m	141.000
	Y	m	190.000
円弧半径	R	m	46.315
すべり面長	L	m	44.074
面積	A	m <sup>2</sup>	166.94
法線力	N	kN/m	2893.64
地すべり抵抗力	S	kN/m	2203.54
地すべり力	T	kN/m	1444.00

図-7.2.5 排水計画後 斜面安定解析結果

### 7-3 斜面上部擁壁の安定性検討

前項までの検討で、造成盛土（o-B層）斜面は排水処理を適切に実施することで安定するものとして評価した。

しかし、盛り土の除去による懸念が生じる構造物として、斜面上方に位置する擁壁が考えられる。本項では、擁壁（関係者聞き取りにより、L型擁壁であると確認）の荷重作用による斜面の安定性、および盛り土除去による擁壁の安定性について確認した。

#### ①擁壁形状の推定

当該擁壁について、施工時の図面等が確認出来ないことから形状の推定が困難であった。そこで、擁壁上部の擁壁天端面にてスクリーウエイト貫入試験を実施し、底版幅位置を確認した。

試験の結果、S-1（擁壁面より3.0m）では壁高程度（ $H=4.06\text{m}$ ）で貫入不可となり、S-2（壁面より3.5m）S-3（擁壁面より4.0m）では5.0m近く貫入された。

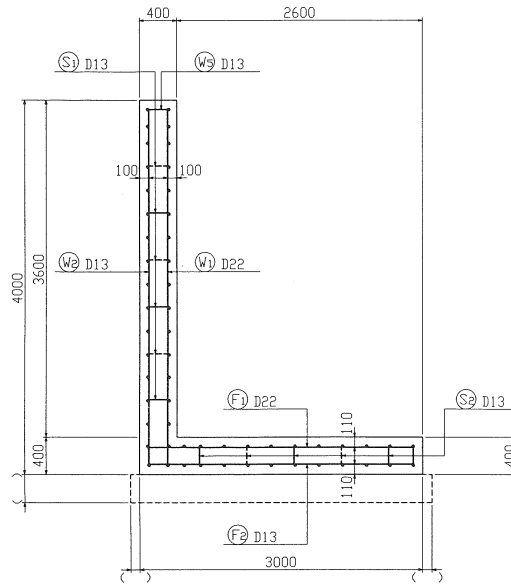
底版厚は、擁壁底面が埋設されており計測が困難なため、「建設省制定 土木構造物標準設計2 擁壁類」のL型擁壁構造図等より推定した。



写真7.3.1 スクリューウエイト貫入試験実施箇所（撮影：2022年11月26日）

このことから、底版長は壁面より3.0mと推定され、現地で確認出来ているそのほかの条件を踏まえて図-7.3.1のような形状が想定される。

断面図 S=1:60



「建設省制定 土木構造物標準設計 2 擁壁類 P. 2-195」

図-7.3.1 L型擁壁 標準断面図

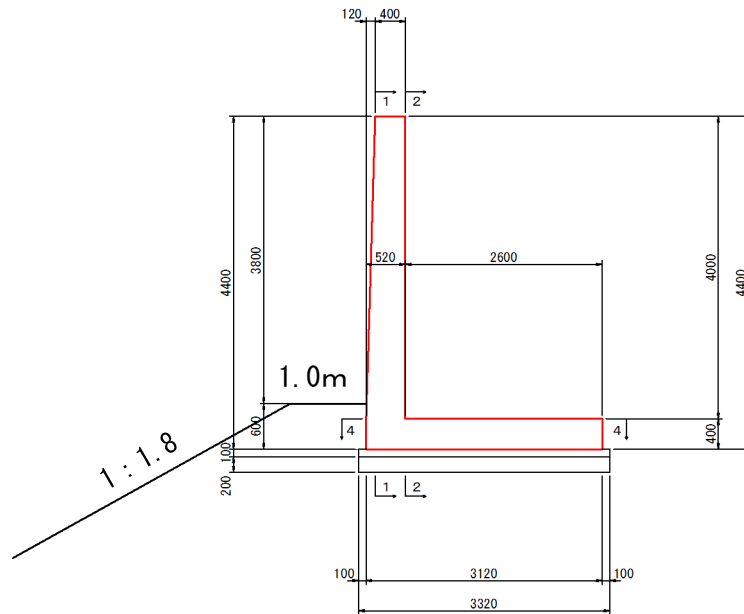


図-7.3.2 擁壁推定断面図

## ②安定性照査

7-2-3の斜面安定解析結果から、地下水位が下がった状態の時、擁壁を含めた一連の斜面において計画安全率を下回る崩壊は想定されることが確認できた。加えて、斜面上に位置する擁壁の安定性を確認するため、斜面上の基礎地盤の極限支持力について照査した。

擁壁の安定性は「滑動、転倒、支持力」の観点から確認することが一般的であるが、その内支持力の照査について、斜面上の前面余裕幅と斜面傾斜角の影響を考慮した条件で検討する必要がある。今回の盛り土除去により、擁壁前面の地形条件が変わるため、それによる影響について確認する。

本検討は、「道路土工-擁壁工指針」に準じて検証する。検証の結果、盛り土の除去により前面の余裕幅が小さくなるが必要な極限支持力は確保されていることを確認した。

### 【参考5-3】 斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法

斜面上の基礎地盤の極限支持力は、斜面上の前面余裕幅と斜面傾斜角の影響を考慮した式(参5-4)により算出することができる。

$$R_u = A' \cdot q_u \quad \text{..... (参5-4)}$$

ここに、

$R_u$ : 基礎地盤の極限支持力 (kN)

$A'$ : 有効荷面積 (m<sup>2</sup>)

$q_u$ : 荷重の偏心傾斜及び斜面上の擁壁で前面余裕幅を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、式(参5-5)より算出する。

$$q_u = \frac{q_u - q_m}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_m \quad \text{..... (参5-5)}$$

$q_u$ : 水平地盤における荷重の偏心傾斜を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の式(10.3.1)により算出した極限支持力  $Q_u$  を有効荷面積  $A'$  で除した値である。

$q_m$ : 斜面上の擁壁において荷重端がのり層にある状態 ( $b=0$ ) での極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で、式(参5-6)より算出する。

$$q_m = \alpha \cdot c \cdot N_r \cdot \left( c^* \right)^{\lambda} + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_r \cdot \left( B^* \right)^{\mu} \quad \text{..... (参5-6)}$$

$R$ : 参図5-3に示すように、水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離  $r'$  と荷重幅  $B'$  との比 ( $R = r'/B'$ ) で、式(参5-7)より算出する。

$$R = \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \exp \left( \frac{\pi}{2} \tan \phi \right) \quad \text{..... (参5-7)}$$

$b$ : 斜面上の擁壁における前面余裕幅 (m) (参図5-4参照)

$B'$ : 擁壁底面の有効荷重幅で、 $B' = B - 2e$  (m)

$B$ : 擁壁底面幅 (m)

$e$ : 荷重の偏心距離 (m)

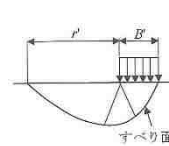
$\beta$ : 斜面傾斜角 (°) で、地震時の場合は次のように震度を考慮した角度 ( $\beta_s$ ) とする。

$$\beta_s = \beta' + \tan^{-1} k_h$$

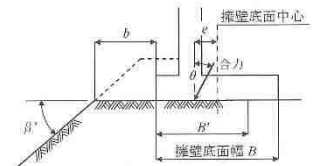
$k_h$ : 設計水平震度

$c$ : 基礎地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ : 基礎地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



参図5-3 B'とr'の関係



参図5-4 斜面上の前面余裕幅と有効荷重幅

$N_r, N_r$ : 参図5-5及び参図5-6に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 ( $\phi$ ), 荷重の傾斜角 ( $\theta$ ), 斜面傾斜角 ( $\beta'$ ) より求める。

$\alpha$ : 基礎の形状係数で、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」による。

$\lambda, \mu$ : 寸法効果の程度を表す係数で、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の「10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力」に準じ、 $\lambda = \mu = -1/3$ としてよい。

$c^*$ :  $c^* = c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$c_0$ :  $c_0 = 10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$ :  $B^* = B/B_0$

$B_0$ :  $B_0 = 1.0$  (m)

ただし、せん断抵抗角  $\phi$  を「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」等に準拠して推定した場合には  $c^* = B^* = 1$  とする。

「道路土工-擁壁工指針 P. 121-123」

### 2.5.4 鉛直支持力の照査

#### (1) 極限支持力の計算

荷重状態 (水位)	深さ (m)		単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )		上載荷重 $q = \gamma_s D_f$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$D_f$	$D'_f$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	
常時	0.700	0.600	20.100	20.086	14.060

日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月 より、

水平地盤における極限支持力度

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_q \cdot (B^*)^\mu + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot (q^*)^\nu$$

ここに、

$q_d$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $c = 14.900$

$q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>),  $q = \gamma_s D_f$

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m),  $B_e = B - 2e_b$

$B$  : 基礎幅 (m),  $B = 3.120$

$e_b$  : 荷重の偏心量 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$L$  : 基礎の奥行き (m),  $L = 10.000$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数,  $\kappa = 1 + 0.3D'_e/B_e$

$D'_e$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角  $\phi$  および荷重の傾斜  $\tan \theta$  から求める

$\phi$  : 地盤のせん断抵抗角 (度),  $\phi = 39.40$

$(c^*)^\lambda$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数,  $(c^*)^\lambda = 0.876$

$\lambda, \nu, \mu$  : 寸法効果の程度を表す係数

$\lambda = -0.333, \nu = -0.333, \mu = -0.333$

$c^*$  :  $c^* = c/c_0$  ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

$c_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)

$q^*$  :  $q^* = q/q_0$  ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

$q_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B_e/B_0$  ただし、 $1 \leq B^*$

$B_0$  : 1.0 (m)

$R$  : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比

$$R = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi\right) = 7.687$$

$b$  : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m),  $b=1.000$

$b > \gamma'$  のとき、斜面上基礎の許容支持力の照査を行わない

$\gamma'$  : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離,  $\gamma' = R \cdot B_e$

荷重状態 (水位)	$\tan \theta$ = $H_b/V$	H <sub>b</sub> (kN)	V (kN)	支持力係数			有効 載荷幅 B <sub>e</sub> (m)	$\gamma'$
				N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>		
常時	0.224	61.306	273.283	41.650	34.629	28.644	2.418	18.588

荷重状態 (水位)	形状係数		割増 係数 $\kappa$	補正係数		極限支持力度 q <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
	$\alpha$	$\beta$		(q <sup>*</sup> ) <sup>ν</sup>	(B <sup>*</sup> ) <sup>μ</sup>	
常時	1.000	1.000	1.074	0.893	0.745	1569.642

斜面上基礎の許容支持力

$$q_f = \frac{q_d - q_{bo}}{R} \cdot \frac{b}{B_e} + q_{bo}$$

ここに、

$q_f$  : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の  
極限支持力度 (kN)

$q_d$  : 水平地盤における極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{bo}$  : 斜面上の基礎において荷重端が法肩にある状態 ( $b=0$ ) での極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

1)  $\eta \cdot B_e > a$  のとき、または基礎底面が平坦であるとき

$$q_{bo} = \eta \{ \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \eta/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu \}$$

2)  $\eta \cdot B_e \leq a$  のとき

$$q_{bo} = \eta \{ \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + 1/2 \cdot a \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu \}$$

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m),  $B_e = B - 2e_B$

$B$  : 基礎幅 (m),  $B = 3.120$

$e_B$  : 荷重の偏心量 (m)

$N_c, N_\gamma$  : 荷重傾斜を考慮した支持力係数で、基礎地盤のせん断抵抗角  $\phi$ 、荷重の傾斜  $\theta$ 、  
斜面傾斜  $\beta'$  により求める。

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$\eta$  : 段切り基礎を用いる場合の補正係数,  $\eta = 1 - m \cot(\omega)$

ただし、基礎底面が平坦な場合、 $\eta = 1$ ,  $\eta \cdot B_e \leq a$  の場合、 $\eta \cdot B_e = a$  とする

$m$  : 段切高さ  $h$  とフーチング幅  $B$  との比 =  $\Sigma h/B$

$\Sigma h$  : フーチング段切高 (m),  $\Sigma h = 0.000$

$a$  : フーチング底面幅 (m),  $a = 3.120$

$\omega$  :  $45^\circ + \phi/2 - \theta$  (度)

$\theta$  : 荷重の傾斜角度 (度)

$c^*$  :  $c^* = c/c_0$ , ただし  $1 \leq c^* \leq 10$  (kN/m<sup>2</sup>)

$c_0$  :  $c_0 = 10.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B_e/B_0$ , ただし、支持力係数を算出するため地盤のせん断抵抗角  $\phi$  を道示IV等  
によりN値から推定する場合は  $c^* = B^* = 1$  とする。

$B_0$  :  $B_0 = 1.0$  (m)

$\lambda, \mu$  : 基礎の寸法効果に対する補正係数,  $\lambda = -0.333, \mu = -0.333$

$\beta'$  : 斜面傾斜角度 (度),  $\beta' = 29.000$

荷重状態 (水 位)	支持力係数		$\omega$ (度)	$\eta$	極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 $q_{bo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 $q_f$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$N_c$	$N_\gamma$					
常時	18.600	9.862	52.056	1.000	1569.642	516.781	573.423

$$q_f' = q_f / r$$

$$q_a = q_f' / n$$

ここに、

$q_f'$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$r$  : 支持力推定上の補正係数,  $r = 1.00$

$q_a$  : 地盤の鉛直方向許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$n$  : 安全率

荷重状態 (水 位)	鉛直 支持力度 $q_f'$ (kN/m <sup>2</sup> )	許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
常時	573.423	191.141

(2)鉛直支持力の照査

$$Q_a = A_e \cdot q_a$$

ここに、

$A_e$  : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

$q_a$  : 許容支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

荷重状態 (水 位)	有 効 載荷面積 $A_e$ (m <sup>2</sup> )	許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用鉛直力 $V$ (kN)	許容支持力 $Q_a$ (kN)	判 定
常時	2.418	191.141	273.283 ≤	462.179	○

これらの検討結果より、斜面上の擁壁について、「擁壁の荷重による斜面の安定性」および「斜面改良による擁壁基礎の安定性」が確認できた。

以上の検討結果を踏まえ、盛り土除去に伴う法面整形工、盛り土除去後の法面排水工、地下水排除工の計画平面図、横断面図を図-7.3.3～図-7.3.6に示す。

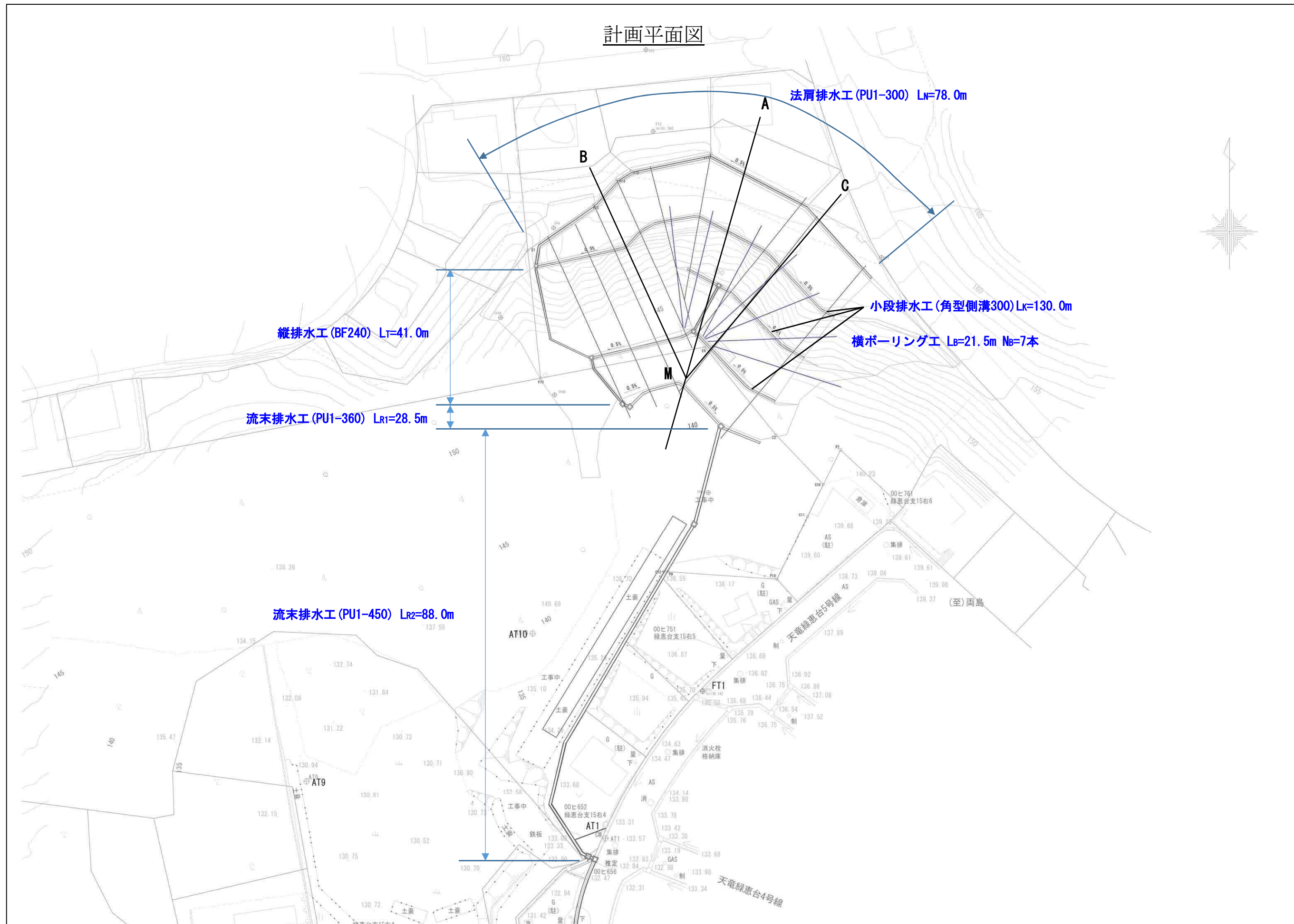


図-7.3.3 計画平面図



# 横断面図 (1)

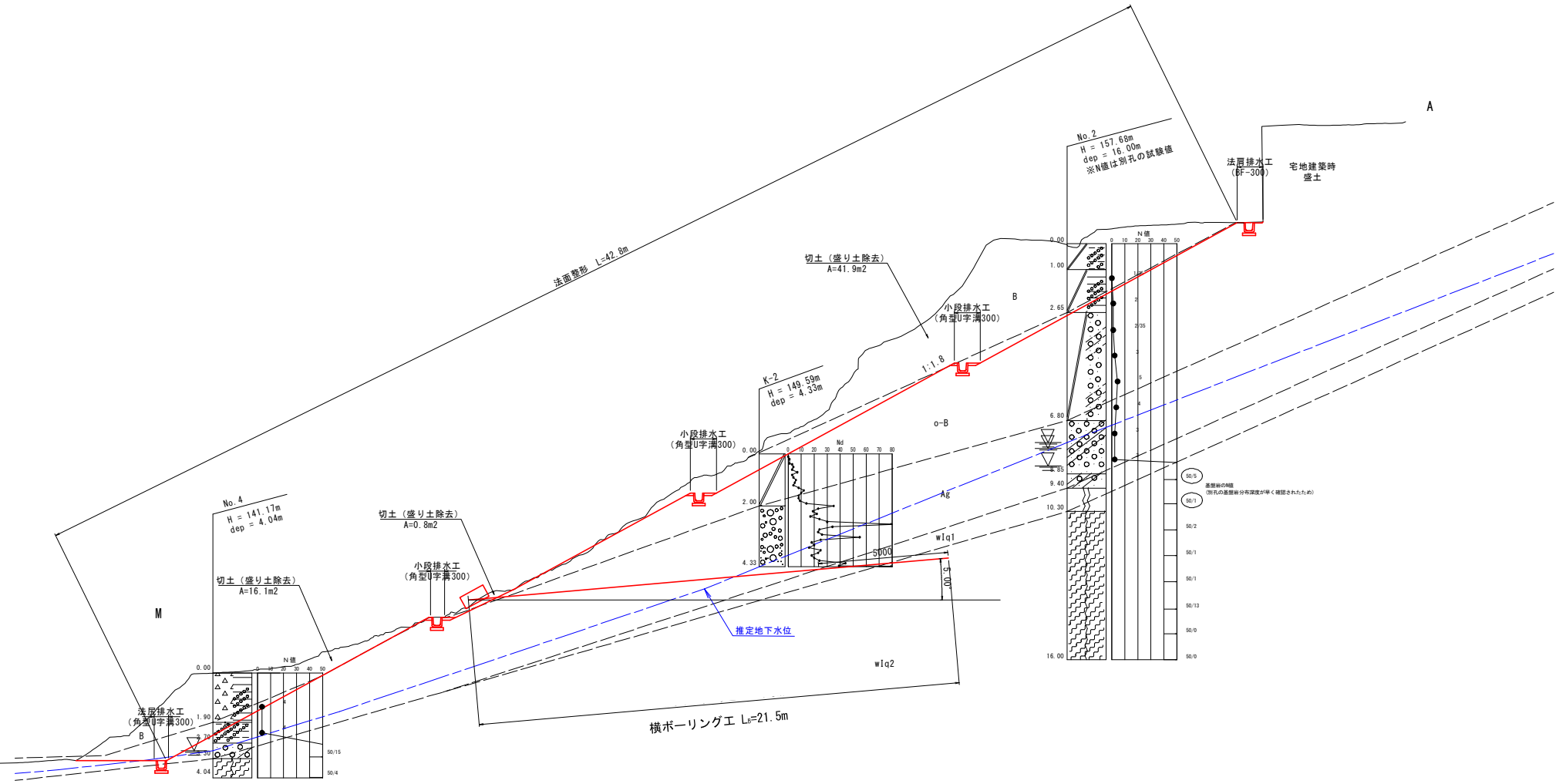
主測線 A-M

S=1:100 (A1)

地質層序表

地質時代	地層名	記号	N値 (A-M)
第四紀	盛り土、崩落土砂	B	0.9~4
	造成盛土	o-B	1.7~5
	沖積泥礫層	Ag	3~9
中生代-ジュラ紀	井伊谷層 強風化石炭片岩	wIq1	—
	井伊谷層 風化石炭片岩	wIq2	115~貫入不可

--- 地層境界  
 --- 推定地下水位



工事名	
工事箇所	浜松市天竜区緑恵台地先ほか
図面の種類	横断面図 (1)
縮尺	S=1:100 (A1) S=1:200 (A3)
図面番号	業中
測量年月日	設計年月日
事務所名	

図-7.3.4 横断面図 (1)

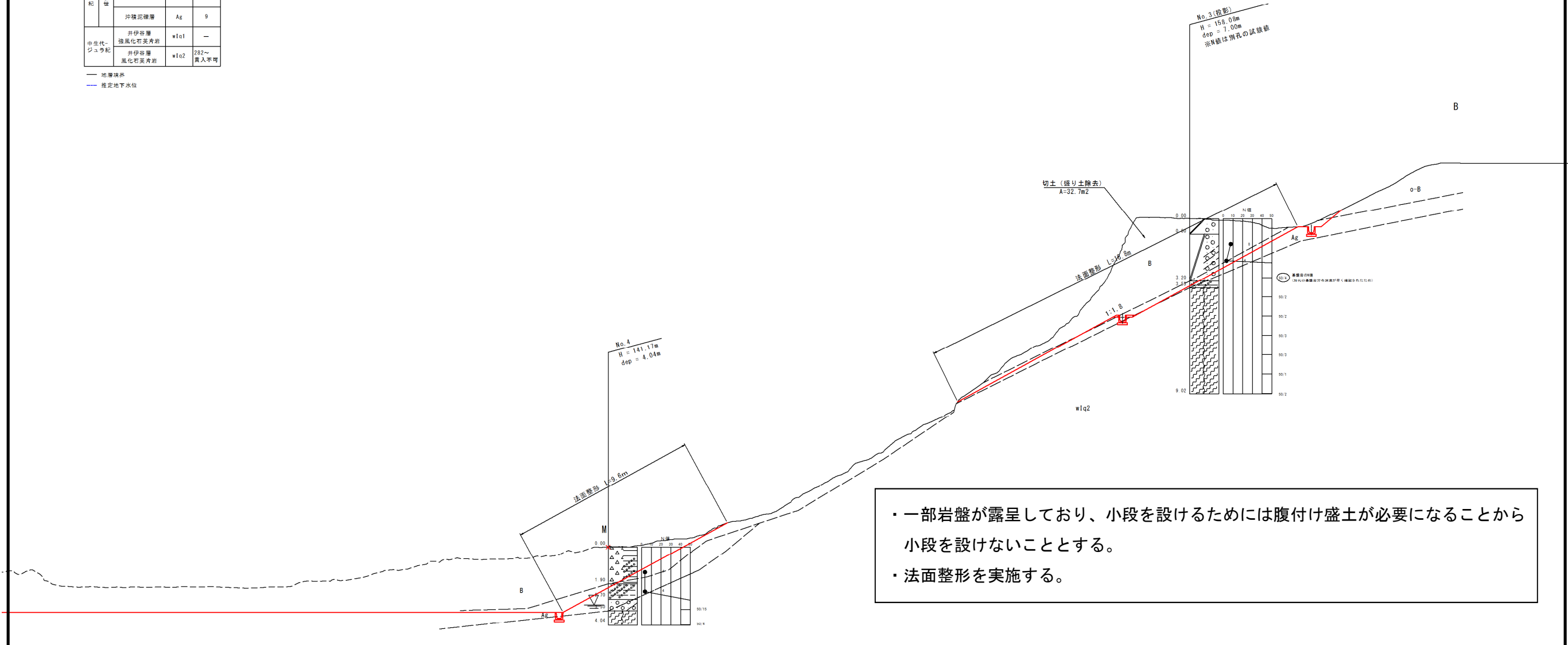
# 横断面図 (2)

副測線 B-M S=1:100 (A1)

地質層序表

地質時代	地層名	記号	層位 (B-M)
第四紀	盛り土、崩落土砂	B	4~8
	造成盛土	o-B	—
	沖積泥礫層	Ag	9
中生代-ジュラ紀	井伊谷層	w1q1	—
	強風化石英片岩	w1q2	282~
	風化石英片岩	w1q2	貫入不可

— 地層境界  
- - - 推定地下水位



・一部岩盤が露呈しており、小段を設けるためには腹付け盛土が必要になることから小段を設けないこととする。  
・法面整形を実施する。

工事名	
工事箇所	浜松市天竜区緑恵台地先ほか
図面の種類	横断面図 (2)
縮尺	S=1:100 (A1) S=1:200 (A3)
図面番号	実中
測量年月日	設計年月日
事務所名	

図-7.3.5 横断面図 (2)

# 横断面図 (3)

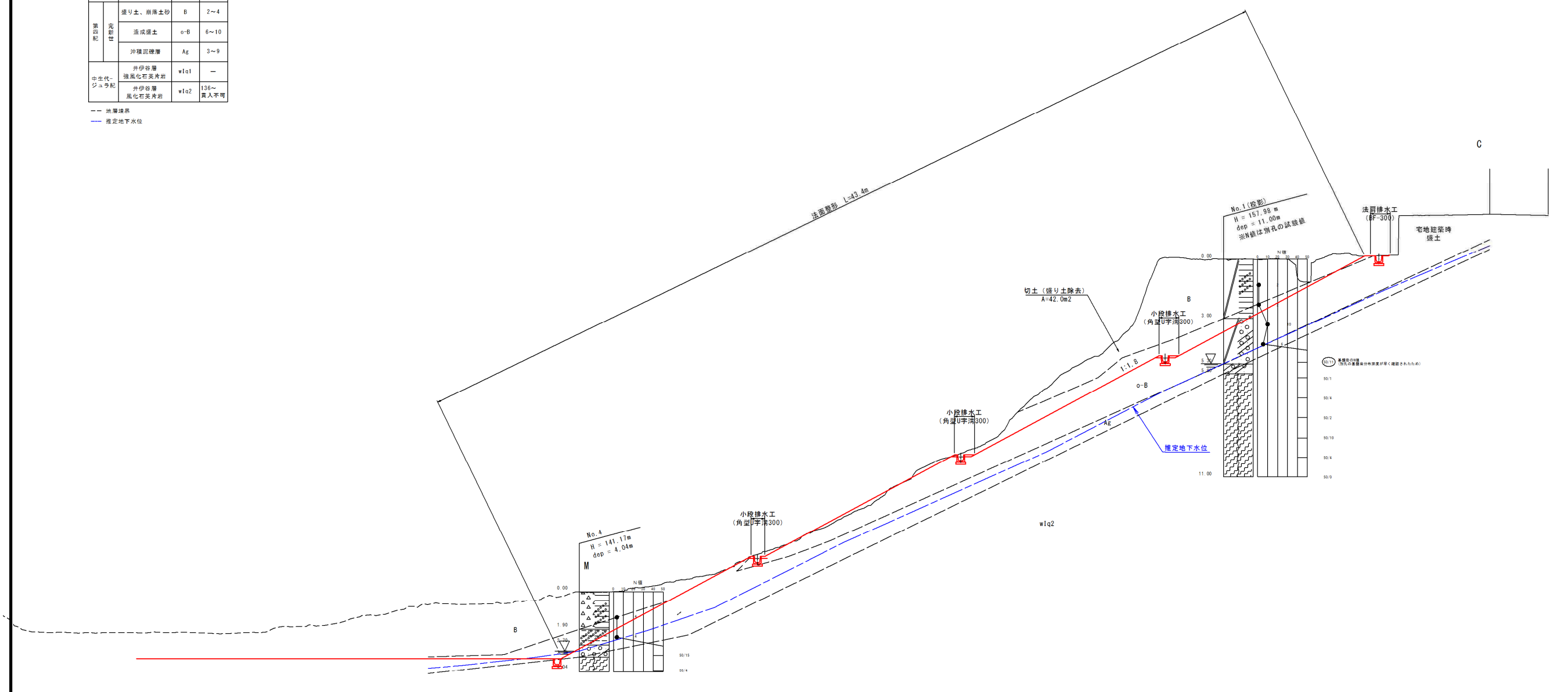
副測線 C-M

S=1:100 (A1)

地質順序表

地質時代	地層名	記号	層位 (C-M)
第四紀	盛り土、崩落土砂	B	2~4
	造成盛土	o-B	6~10
	沖積砂礫層	Ag	3~9
中生代-ジュラ紀	井伊谷層	w1a1	—
	強風化石英片岩		
	井伊谷層 風化石英片岩	w1a2	135~ 貫入不可

— 地層境界  
— 推定地下水位



工事名	
工事箇所	浜松市天竜区緑恵台地先ほか
図面の種類	横断面図 (3)
縮尺	S=1:100 (A1) S=1:200 (A3)
図面番号	表中
測量年月日	設計年月日
事務所名	

図-7.3.6 横断面図 (3)

## 8. 崩落原因の総括

### 8-1 各章ごとの総括

#### (1) 第 1 章 災害の概要

##### 【災害の概要】 1-1 頁

台風第 15 号の影響により浜松市天竜区緑恵台において、2022 年 9 月 24 日未明、土砂崩れが発生し、住宅 3 軒が巻き込まれ、住民 3 人が負傷した。今回の災害をもたらした降雨(降り始めとなる 2022 年 9 月 23 日 0 時から降り終わりの 2022 年 9 月 24 日 3 時まで)は、時間最大雨量 60mm/h、累積雨量 292mm (天竜観測所) であり、特に時間 40mm/h 以上の激しい雨が 4 時間と短時間に連続して観測されるなど、近年稀にみる豪雨であった。

#### (2) 第 2 章 発災前後の地形変化

##### 【土量の推定】 2-1 頁

2022 年崩落後レーザ計測、2021 年静岡県 LP データ、および 1991 年地形データから、盛り土量=8,100m<sup>3</sup>、崩落土量=3,400m<sup>3</sup>、残存した盛り土量=4,700m<sup>3</sup>と推定した。

##### 【更に崩落する可能性のある土量の推定】 2-2~2-4 頁

旧地形が集水地形を呈し、今回の崩落により急崖が形成されている箇所を更に崩落する可能性がある範囲として土量を算出した。今回発生した崩落は造成後の盛り土が主体であることや造成後の地形データから、急崖下端が盛り土と造成盛土の境界であることが推察された。このことから、急崖法尻を通過する円弧すべりおよびそれに付随して崩落の可能性がある範囲を推定し、点群による 3 次元モデルを作成した。その結果、避難指示体制の整備および応急対策の対象となる「更に崩落する可能性のある土量」は約 2,000m<sup>3</sup>と推定した。

##### 【堆積範囲の推定】 2-4~2-5 頁

3 次元モデルから崩落した土砂は斜面下方の現地形の底部を埋めるように堆積することが想定されるため、地形データから「更に崩落する可能性のある土量」約 2,000m<sup>3</sup>の堆積範囲を推定した。また、「土砂災害防止法施行令 第二条」から、現地形の傾斜が 2 度となる箇所を抽出し結んだ範囲を警戒区域(避難指示範囲)として設定した。

### (3) 第 4 章 調査結果

#### 【ボーリング調査結果】 4-1～4-15 頁

当該地には、上部から盛り土(B)、造成盛土(o-B)、沖積泥礫層(Ag)が確認され、沖積泥礫層(Ag)以深には基盤岩である井伊谷層の風化石英片岩(wIq1, wIq2)が確認された。各ボーリング地点における盛り土(B)と造成盛土(o-B)の境界は、①粘土分と礫分の比率、②N値、③1991年の宅地造成時地形を踏まえて推定した。盛り土(B)は比較的粘土分が多く、造成盛土(o-B)は比較的砂礫分の多い層であり、盛り土(B)のN値は造成盛土(o-B)と比較して、やや小さい値を示した。また、造成盛土(o-B)と地山(Ag)の地層境界は、造成盛土(o-B)下端の締固め状況と地山(Ag)中には旧表土であった際に混入したと考えられる樹木片(枝)や根系があること等をもとに決定した。

#### 【地下水位】 4-1～4-15 頁

地下水位はボーリング作業中の孔内水位とその回復状況をもとに推定した。なお、崩落斜面では、滴水(染み出し)程度の湧水が崩落翌日から3日間程度(9月25日～9月27日)にわたって3箇所を確認された。その後は、中央部の1箇所からのみ湧水が確認され、湧水量は徐々に減少し、収束した(9月25日～10月2日の8日間程度)。

#### 【室内土質試験結果】 4-16～4-24 頁

物理試験結果から、B層(盛り土)とo-B層①②③(造成盛土)は比較的類似した物理特性を示す。また、工学的分類のみに着目すると、斜面上に残るB層(盛り土)とo-B層(造成盛土)は建設発生土の土質区分としては「第2a種」に区分される。

力学試験では、ボーリングコア試料の平均湿潤密度に密度調整した供試体を用いて、CU-bar条件で三軸圧縮試験を実施した。なお、B層(盛り土)の平均湿潤密度は $\rho_t = 1.98(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、主測線のo-B層(造成盛土)は $\rho_t = 2.05(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、副測線のo-B層(造成盛土)は $\rho_t = 2.10(\text{g}/\text{cm}^3)$ であった。三軸圧縮試験の結果、B層(盛り土)は粘着力 $c' = 13.2(\text{kN}/\text{m}^2)$ 、せん断抵抗角 $\phi' = 38.7(^{\circ})$ 、o-B層①②③(造成盛土)は $c' = 13.4 \sim 18.3(\text{kN}/\text{m}^2)$ 、せん断抵抗角 $\phi' = 37.8 \sim 39.4(^{\circ})$ が得られた。得られた値と盛土工指針に記載されている「盛土-礫および礫混じり砂」の仮定値を比較すると、粘着力は仮定値より大きな値を示し、せん断抵抗角は概ね同等の値を示した。

## 8-2 崩落発生原因の総括

### (1) 地形特性

道路台帳(1990年頃(造成直後)の地形と推定)によると、土砂崩落発生場所は沢状地形を呈しており、雨水が集水しやすい地形であった。

### (2) 盛り土の状態

1991年撮影の航空写真から推定した宅地造成時地形と2021年の静岡県LPデータで取得した崩落前地形を比較すると、盛り土は、高さ20.5m、勾配1:1.6で、住宅造成斜面に腹付けするような形で盛られていた。推定盛り土量は約8,100m<sup>3</sup>である。斜面上の盛り土は盛りこぼされたことで空隙が多く、水を吸収・貯留しやすい状態であり、排水施設もない状態であったと考えられる。

### (3) 降雨の状況

台風第15号の大雨により、静岡県が設置している「天竜観測所」における時間最大雨量(正時時間雨量<sup>注1</sup>)は2022年9月23~24日の60mm/hであり、また、23日0時の降り始めから24日3時の降り終わりまでの累積降雨量は292mmであった。

アメダス天竜観測所においても、2022年9月23日の日最大1時間降水量と日降水量は、日最大1時間降水量:81.5mm/h、日降水量:264.5mm/hと、1976年の観測開始以降47年間で最も大きな値を示していた。

注1: 毎時00分を起点にした雨量

### (4) 崩落状況の推定

- 1) 盛り土は盛りこぼされており、空隙が多く、水を吸収・貯留しやすい状態であり、排水施設もなかったものと推定。
- 2) 台風第15号の大雨により盛り土内の地下水位が上昇、盛り土土塊重量が増加。
- 3) 斜面下方で小規模崩落や土砂流出が発生、段階的に斜面上方へ崩落が波及。
- 4) 斜面上部が崩落、大量の水を含んだ泥流が流出し家屋を破壊。

### 8-3 留意点および今後の対応について

#### 【地下水位の検証】

斜面安定解析で使用した解析水位 (GL-7.65m) は、“4. 調査結果” に記載のとおり No.2 のボーリング掘進時の孔内水位変動から推定している。一方、地下水観測を開始した 2022 年 10 月 28 日以降、2022 年 11 月 28 日～11 月 29 日にかけて発生した累積雨量 89mm の降雨後において最高水位 (GL-6.10m) が確認されている。

被災時の 2022 年 9 月 23 日～9 月 24 日に確認された累積雨量は天竜観測所で 292mm であり、今回、最高水位が確認された際の 3 倍程度の異常豪雨であった。したがって、異常豪雨時には更なる地下水位の上昇が想定されることから、今後、計画されている横ボーリング工によって地下水位が減少しているか否かを確認することが望ましい。

以 上

参考文献

図書名	発行所名	発行年月
地すべり防止技術指針及び同解説	国土交通省	平成 20 年 6 月
令和 4 年 災害手帳	全日本建設技術協会	令和 4 年 6 月
ボーリング柱状図作成及び ボーリングコア取扱い・保管要領(案)・ 同解説	(一社) 全国地質調査業協会連 合会	平成 27 年 6 月
地すべりに影響を及ぼす地下水の調査・ 観測に関する共同研究	(土木研究所他)	平成 26 年 5 月
地盤調査の方法と解説	(公社)地盤工学会	平成 25 年 3 月
地盤材料試験の方法と解説	(公社)地盤工学会	平成 21 年 11 月
建設発生土利用技術マニュアル	(一社) 土木研究センター	平成 25 年 12 月
道路土工要綱	(公社)日本道路協会	平成 21 年 7 月
道路土工 盛土工指針(平成 22 年度版)	(公社)日本道路協会	平成 22 年 4 月
道路土工 擁壁工指針	(公社)日本道路協会	平成 24 年 6 月
大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進 ガイドライン及び同解説	国土交通省	平成 27 年 5 月
宅地防災マニュアルの解説	宅地防災研究会	令和 4 年 2 月
静岡県盛土等の規制に関する条例	静岡県 盛土対策課	令和 4 年 3 月
静岡県盛土等の規制に関する条例 盛土等の構造基準及び解説	静岡県 盛土対策課	令和 4 年 11 月
浜松市 開発許可指導基準	浜松市	平成 30 年 4 月
新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 -急傾斜地崩壊防止工事技術指針-	(一社) 全国治水砂防 協会	令和元年 5 月



## おわりに

本報告書に基づいて応急措置を進め、2023年6月上旬には崩落した法面の盛り土対策及び排水対策が概ね完了したことから、技術的検証委員による現場確認を実施し、安全性が確保されていると判断いただいた。

## ○技術的検証委員による現場確認

応急措置が概ね完了したことから、2023年6月19日に技術的検証委員による現場確認を実施した。

法面に残存していた盛り土を除去し、小段排水工等により表面水の法面内への浸透を抑制、横ボーリング工による速やかな地下水位低下効果も観測データより確認され、2023年6月2日の台風第2号に伴う豪雨の影響による法面の変状は無く、横ボーリング工の7孔全てで排水が確認されたことから、技術的検証委員には安全性が確保されていると判断いただいた。

## ○現在の緑恵台土砂崩落現場の状況（ドローン撮影）

応急措置が概ね完了した現在の緑恵台土砂崩落現場の状況について、ドローン撮影写真（2023年8月3日撮影）を写真-1に示す。



写真-1 現在の緑恵台土砂崩落現場の状況（2023年8月3日撮影）