

城山公園（丸之内）法面災害復旧工事に伴う実施設計業務委託
（予備・詳細）

再確認する頁

目次 2枚

p 1

p 19

p 39

p 150

報 告 書

令和 7 年 2 月

応用地質株式会社

目次

1. 業務概要	1
2. 応急対策工設計	4
1) 待ち受け対策	4
2) 斜面崩落対策	5
3) 浸食防止対策	7
2.1 落石防護柵詳細設計 (VCCO 詳細設計)	8
2.1.1 対策工法選定	8
2.1.2 設計条件の確認	9
1) 配置計画	9
2) 補足量の算出	11
2.1.4 設計計算	15
1) 流域条件	15
2) 土石流流体力の算定	16
3) 土石流ピーク流量	16
4) その他土石流諸元	17
(1) 土石流の流速 (U) と水深 (D_d)	17
(2) 土石流単位体積重量 (γ_d)	23
(3) 土石流流体力 (F)	23
5) 構造計算条件	24
6) 構造検討結果	25
3. 恒久対策工設計	29
3.1 法面工予備設計	29
3.1.1 現地調査結果	29
3.1.2 土砂災害の素因と誘因	40
3.1.3 設計条件	40
3.1.4 対策工検討における留意点と対策方針	45
3.1.5 対策配置	46
3.1.6 比較検討	48
3.2 アンカー付場所打ち法枠詳細設計	50
3.2.1 設計条件の整理	50
3.2.2 設計計算	55
1) 安定計算結果 (逆算)	55
2) 安定計算結果 (抑止力)	57
3.2.3 切土補強土工検討結果	58
3.2.4 受圧板構造検討結果	63
3.3 擁壁・補強土予備設計	65
3.3.1 設計条件の確認	65
3.3.2 型式比較検討	65
3.4 もたれ式擁壁工詳細設計	67
3.4.1 設計条件の確認	67
1) モデル断面の設定	67

5) 擁壁工の安定性照査条件 73

2) 土質定数の設定	71
3) 上載荷重	71
4) 地震時の検討条件	71
3.4.2 設計計算結果	74
3.5 一般構造物基礎工詳細設計	75
3.5.1 設計フロー	75
3.5.2 外力条件	76
3.5.4 根入れ部の検討	85
3.5.4 検討結果	88
3.6 道路詳細設計	90
3.6.1 横断設計	90
1) 道路幅員	90
2) 横断勾配	92
3.6.2 縦断設計	93
3.6.3 平面設計	95
3.6.4 小構造物設計	97
3.7 集水ボーリング工設計	103
3.7.1 配置計画	103
3.7.2 材料の選定	104
3.8 溪流保全工詳細設計	106
3.8.1 流出量の算出	106
1) 超過確率ごとのピーク流量	106
2) 水路断面	120
3.8.2 水路工の検討	139
1) 配置計画	139
2) 構造検討	141
3.8.3 土砂流出抑制工	150
1) 配置計画	150
2) 構造計算	152

ここ

1. 業務概要

1.1 業務の目的

本業務は、松山市緑町に位置する松山城城山公園内において令和6年7月に発生した土砂崩落の斜面に対して復旧に係る対策工の設計（予備・詳細）を実施するものである。

1.2 業務名

城山公園（丸之内）法面災害復旧工事に伴う実施設計業務委託（予備・詳細）

ここに

1.3 業務工期

自：令和6年7月24日

至：令和7年2月28日

1.4 実施数量

項 目	単位	数量	備 考
■応急対策工設計			
落石防護柵 詳細設計	箇所	1	
■恒久対策工設計			
法面工 予備設計	箇所	1	
法面工詳細設計 アンカー付き場所打ち法枠	箇所	1	2 断面
擁壁・補強土 予備設計	箇所	1	
モタレ式擁壁詳細設計	箇所		$L \leq 500\text{m}$ $2\text{m} \leq H \leq 10\text{m}$
渓流保全工書斎設計	式	1	$L \leq 250\text{m}$ $W \leq 60$
一般構造物基礎工詳細設計	箇所	1	
道路詳細設計	式	1	0.037km
集水ボーリング工設計	箇所	1	

1.5 実施機関

応用地質株式会社 防災・インフラ事業部^{※1}
 埼玉県さいたま市北区土呂町 2-61-5
 TEL 048-652-0651 FAX 048-652-3950

応用地質株式会社 防災・インフラ事業部 東北事務所^{※3}
 宮城県仙台市宮城野区萩野町 3-21-2
 TEL 022-237-0471 FAX 022-283-1801

応用地質株式会社 防災・インフラ事業部 京滋営業所^{※4}
 滋賀県大津市京町 4-4-23 アソルティ大津京町
 TEL 077-527-0146 FAX 077-527-0395

契約窓口：四国事務所^{※2}
 愛媛県松山市山越 4-4-33
 TEL 089-925-9516 FAX 089-925-9582

1.6 実施体制

業務の役割	氏 名	所 属	資 格
管理技術者	矢部 満 ^{※1}	防災・インフラ事業部 防災コンサルティング部	技術士：建設部門 土質及び基礎
照査技術者	豊留 浩人 ^{※2}	〃 業務管理室	技術士：建設部門 河川、砂防及び海岸・海洋
担当技術者	宮島 和紀 ^{※1}	〃 防災コンサルティング部	技術士：建設部門 土質及び基礎
	大角 達夫 ^{※4}	〃 防災コンサルティング部	技術士：建設部門 河川、砂防及び海岸・海洋
	堀田 智昭 ^{※3}	〃 防災コンサルティング部	RCCM：河川、砂防及び海岸・海洋

1.7 提出図書

- ・各種設計図（縮図A3） 1部
- ・各種計算書（A4） 1部
- ・数量計算書（A4） 1部
- ・報告書（A4） 1部
- ・打合せ記録簿（A4） 1部
- ・その他資料（A4） 1部
- ・電子成果物（CDもしくはDVD） 2部

「松山市土木設計業務の電子納品に関する特記仕様書」によるものとする。

1.7 使用する基準・図書

書籍名	発刊元	発行年月
道路土工 切土工・斜面安定工指針	社) 日本道路協会	平成 21 年 7 月
道路土工 擁壁工指針	社) 日本道路協会	平成 24 年 7 月
道路土工 要綱	社) 日本道路協会	平成 21 年 7 月
道路構造令の解説と運用	社) 日本道路協会	令和 3 年 3 月
防護柵の設置基準・同解説	社) 日本道路協会	平成 20 年 1 月
切土補強土工法設計・施工マニュアル	社) 地盤工学会	平成 23 年 9 月
切土補強土工法設計・施工要領	NEXCO	令和 6 年 7 月
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	社) 地盤工学会	平成 24 年 6 月
道路橋示方書・同解説 共通編	社) 日本道路協会	平成 29 年 7 月
建築基礎構造設計指針	日本建築学会	令和元年 12 月
令和元年 改訂版 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例	一社) 全国治水砂防協会	令和元年 5 月
令和 5 年版 治山技術基準解説 相即・山地治山編	社) 日本治山治水協会	令和 5 年
改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説・設計編 [Ⅱ]		平成 9 年 10 月
建設省制定 土木構造物標準設計 側こう類・暗きょ類		
砂防技術指針 改訂版	愛媛県土木部河川港湾局	平成 29 年 8 月

1.8 その他

本設計業務では、当該業務と平行して実施された松山市発注の以下の業務から、地質調査、踏査結果などの設計条件の設定に必要な情報を得た。本報告書では、それぞれ「調査業務①」、「調査業務②」と呼称する。

- ・ 城山公園（丸之内）法面災害復旧工事に伴う地質調査業務委託（雄新地質㈱）
- ・ 城山公園（丸之内）災害復旧に関する調査検討等業務委託（応用地質㈱）

2. 応急対策工設計

応急対策として、以下の3つの対策の提案を行った。

- ① 待ち受け対策
- ② 斜面崩落対策
- ③ 浸食防止対策

各対策の目的と対策の概要について以下に取りまとめる。

1) 待ち受け対策

2024年7月の豪雨によって発生した斜面崩壊時に斜面下方に堆積した土砂が再流出することで、下流人家が被災しないよう待ち受け対策を計画する。

ただし、緊急を要するため、国や県などで備蓄している材料を用いて適切な位置に配置することによって、想定される流下可能土砂量を補足する計画とする。

2) 斜面崩落対策

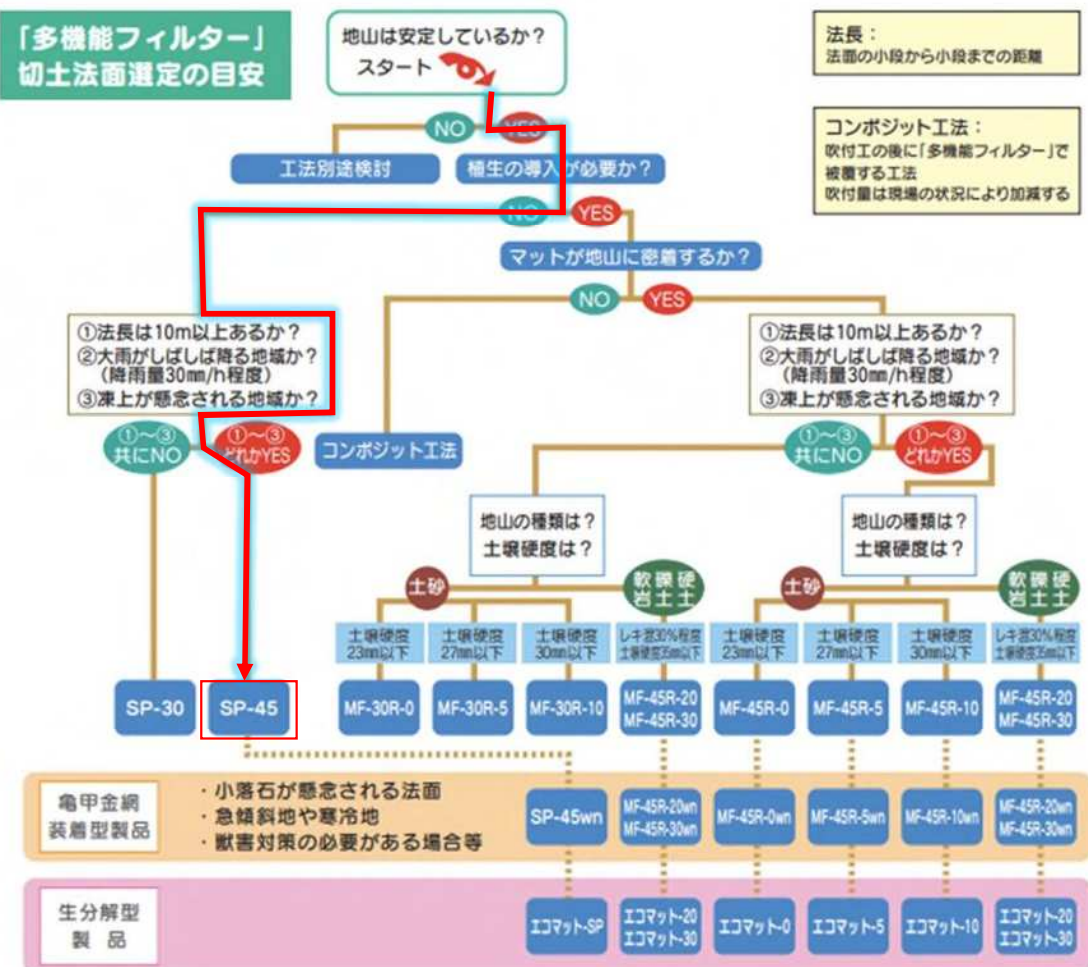
調査結果より崩落した斜面には深度 1m 程度の崖錐（瓦などの破片を含む）が落ち残っていることが判明している。

また、崩落斜面は雨水や湧水によるガリー浸食が発達しており、土砂流出の起点となっている。

よって、ガリーの発達を抑えるための浸透防止ならびに湧水対策として有効と考えられる「多機能フィルター」による地表面保護工の提案を行う共に小崩落に耐えられるようラス金網による斜面補強を行うこととした。



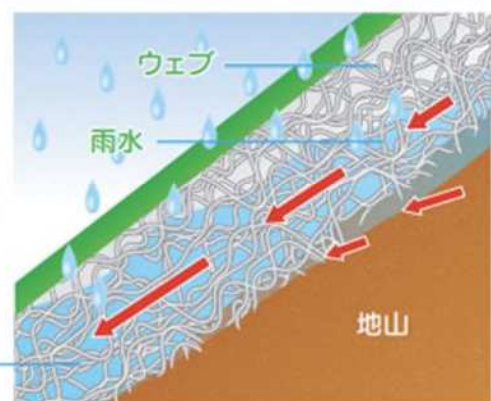
図 2. 1. 1 多機能フィルター施工状況



土の流出を止める

降雨時には、地表面と密着したウェブ層が、雨滴の衝撃を緩和します。それとともに、一旦土中に入った雨水は流速抵抗の少ないウェブ内や表面を流下し雨水が安全に排水されることにより、土壌侵食は発生しません。

降り注いだ雨水や地表面で飽和状態になった雨水をウェブ内や表面で分散させながら排水



3) 浸食防止対策

谷地形D出口には崩落土石が厚く堆積しており、自然に出来た流路によって浸食が進んでいる。堆積土砂末端の側方浸食が発達すると、土砂流出が発生する恐れがあるため、側方浸食を抑制する対策として、コンクリートキャンバスによる流路の保護対策を行った。



コンクリートキャンバス

水をかけるだけで薄く高耐久・水密性が高く火にも強いコンクリート面を作ることができます。

特殊配合のドライコンクリートを3次元のキャンバス（繊維マトリクス織編物）とPVCシートでサンドイッチした構造で、敷設後に水を散布、もしくは水中に浸けることでドライコンクリートが硬化し始めます。薄く、高耐久で火に強いコンクリート面を構築することができます。

新技術情報システム「NETIS登録」：コンクリートキャンバス工法
登録番号 CG-220009-A



図 2.1.2 コンクリートキャンバス設置状況

2.1 落石防護柵詳細設計（VCCO 詳細設計）

2.1.1 対策工法選定

対策工法の選定では、国土交通省四国地方整備局からの協力により、備蓄されている資材「強靱ワイヤーネット工法」および「VCCO」の何れかを使用することとなり、応急対策工事完了までの日数が短期間となる「VCCO」を選定した。

表 2.1.1 備蓄資材一覧

備 蓄 資 材 保 管 場 所 一 覧（四国地方整備局から資料提供240821）					
					更新：R6.6.11
地 区	場 所	保管可能面積	備 蓄 材 名	備 蓄 数 量	備 考
上流地区	ウルシ谷右支堰堤		VCCO	30本	350*350 L=5.6
	西谷		強靱ワイヤーネット	110m2	支柱H=5.5 N=7本、リングネット(H=5.5m)N=4枚
	アカラギ谷		強靱ワイヤーネット	247.5m2	支柱H=5.5 N=9本、リングネット(H=5.5m)N=9枚
祖谷地区	落合地区資材置き場	555m ²	強靱ワイヤーネット	302.5m2	支柱H=5.5 N=20本、リングネット(H=5.5m)N=11枚
大豊地区	忠霊塔・詰所倉庫		強靱ワイヤーネット	192.5m2	支柱H=5.5 N=8本、リングネット(H=5.5m)N=7枚 ボルト類は詰所倉庫に保管
重信地区	重信川出張所	50m ²	VCCO	15本	350*350 L=5.6
			強靱ワイヤーネット	82.5m2	支柱H=5.5 N=8本、リングネット(H=5.5m)N=3枚

表 2.1.2 対策工法比較表

工 法	強靱ワイヤーネット	VCCO
特 徴	土砂流出時に、リングネットとエネルギー吸収装置のブレーキリングが変形することで大きな衝撃エネルギーを吸収できる柔構造物工法である。 部材が軽量のため搬入と設置が容易。	角型鋼管を密に配置した崩落土砂防護柵とそれを支える底版コンクリートからなる待ち受け擁壁である。
概要図		
	支柱基礎やリングネットを支えるアンカーの調査結果を踏まえて材料発注（備蓄資材再利用不可）をする必要があり、工事期間を要す。	基礎がコンクリートであるため、現地条件に合わせて変更対応が可能である。
工事日数	2ヶ月（資材調達、事前追加調査含む）	1ヶ月（資材調達含む）
採用案		○

※工事日数についてはメーカーヒアリングによる

2.1.2 設計条件の確認

VCC0 の規格・規模を設定するに当たっては、以下の条件を基に検討を実施した。

1) 配置計画

VCC0 を配置する位置の選定は以下の通りとした。

- 堆積土砂を補足するために効果的な位置とする（補足対象とする不安定土砂量（移動可能土砂量）の算出を図 2.1.1 に示す）。
- 移動可能土砂量は 1458.07m³。
- VCC0 の設置箇所は、移動可能土砂量を概ね 100%補足することが出来る、IP.4 の位置とする。
- VCC0 は備蓄された材料規格である 350×350 L=5.6m(有効高 4.5m)を用いる。
- 計画堆砂勾配は現況箇所勾配の 2/3 の勾配が 1/5.6 勾配となるため、上限値である 1/6 勾配を採用する。

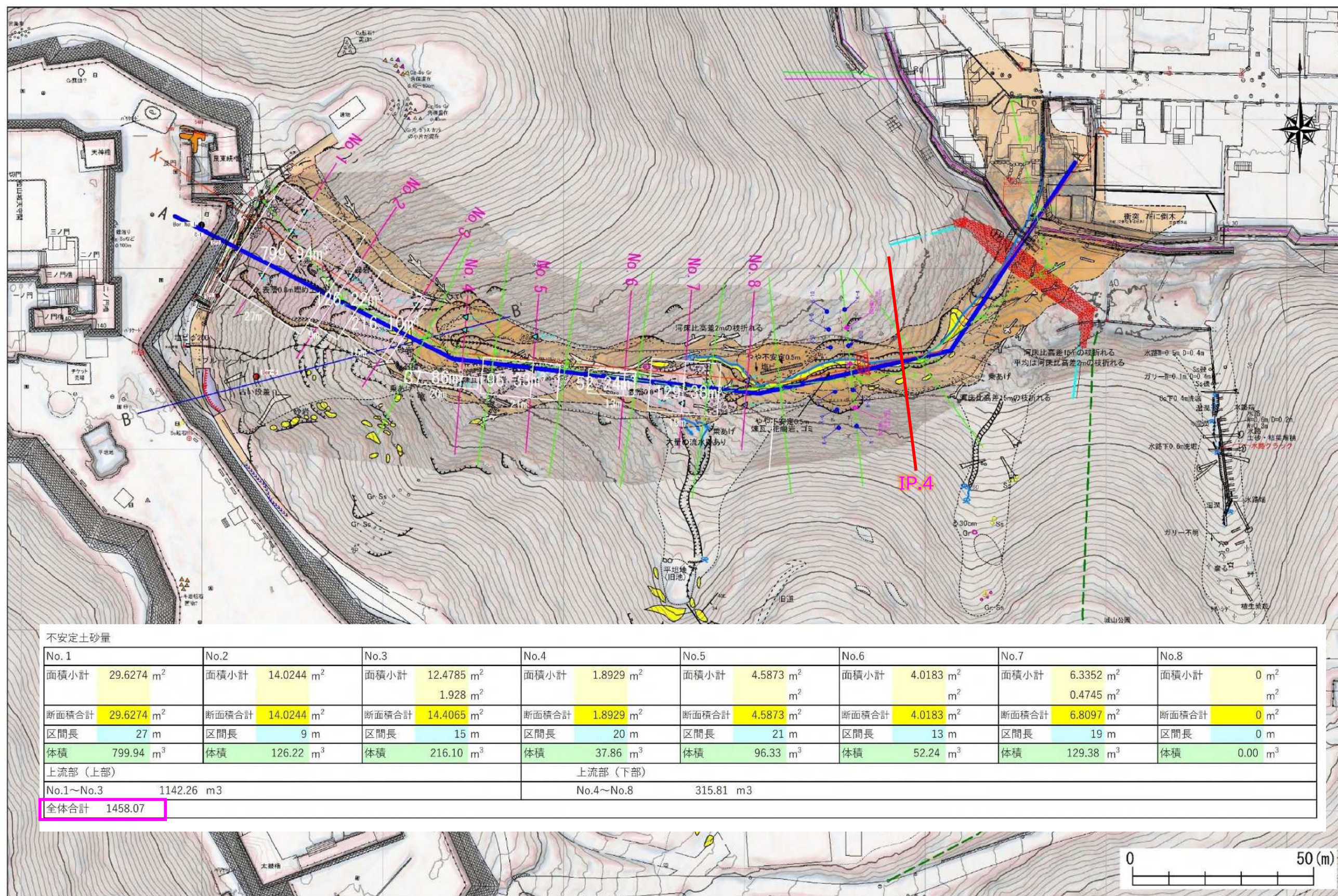


図 2.1.1 発生土砂量の推定図

2) 補足量の算出

VCCO による土砂の捕捉量は以下の様に算出される。

VCCOの補足土量

	延長	面積	平均面積	捕捉量	No10断面をIP4断面に修正 ※IP4 の断面からCAD測定
IP.4		58.8			
	5		58.8	294	
IP.4+5		58.8			
	10		47.65	476.5	
No.9		36.5			
	20		24.25	485	
No.8		12			
	20		6	120	
No.7		0			
			合計	1375.5	←再確認後の補足土量

VCCOの捕捉量算定の断面において地山線の中に不安定土砂も含まれているため控除する

不安定土砂量A 1458.07

控除数量B 129.38 / 2 = 64.69

(No7～8の不安定土砂量の半分とする)

必要捕捉量の確認A-B

A-B= 1393.38 ≒ 1375.5
(VCCO捕捉量)

以上の結果、VCCO を IP4 に設置することが妥当であることが判明した。

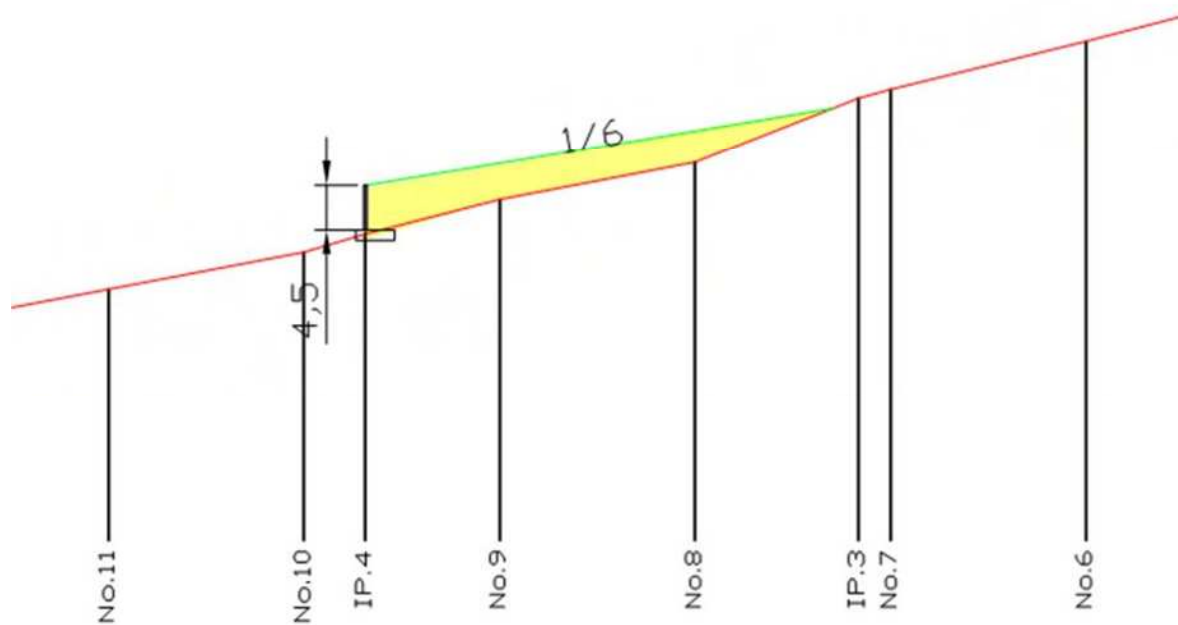


图 2.1.2 VCCO 配置縦断面図

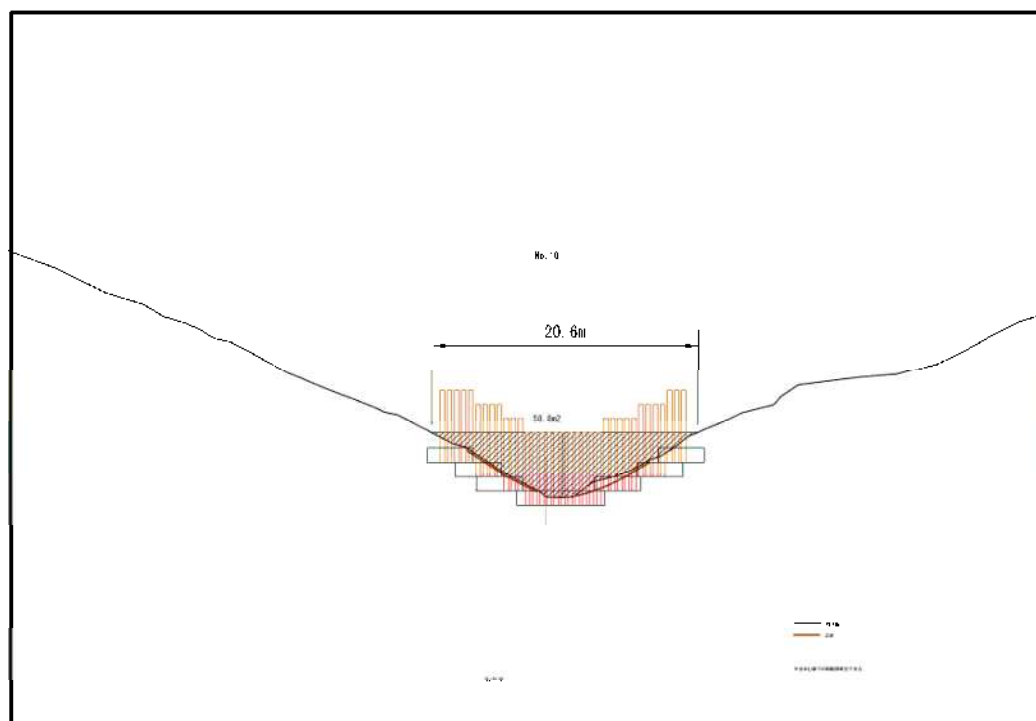


图 2.1.3 捕捉量算出根拠図 (1)

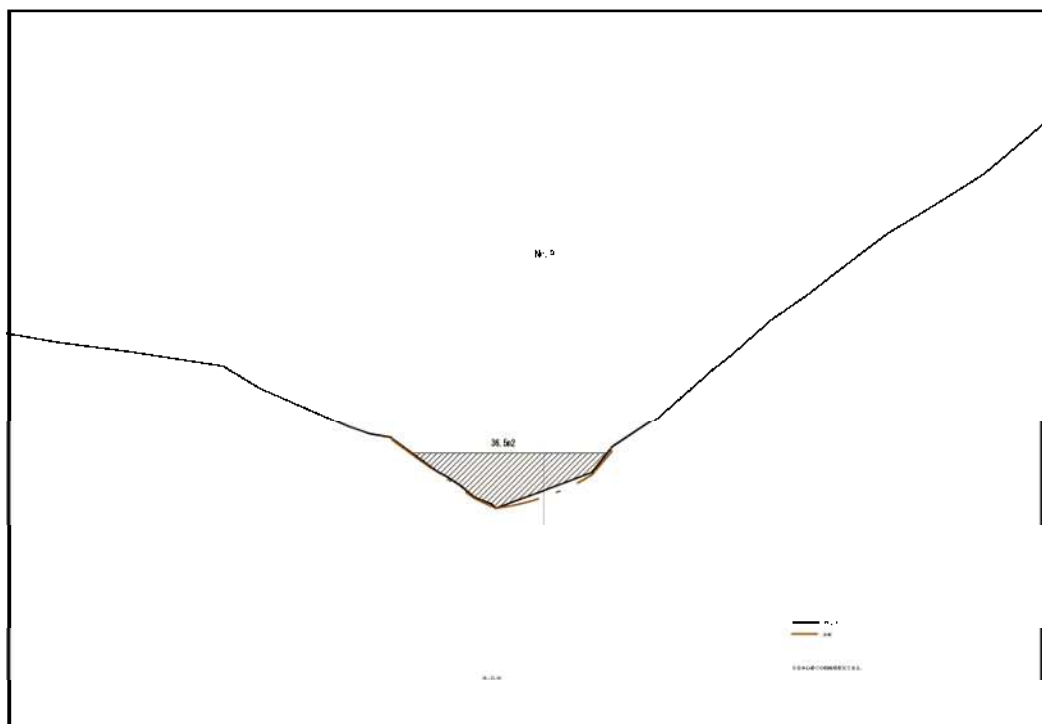


图 2.1.4 捕捉量算出根拠图 (2)

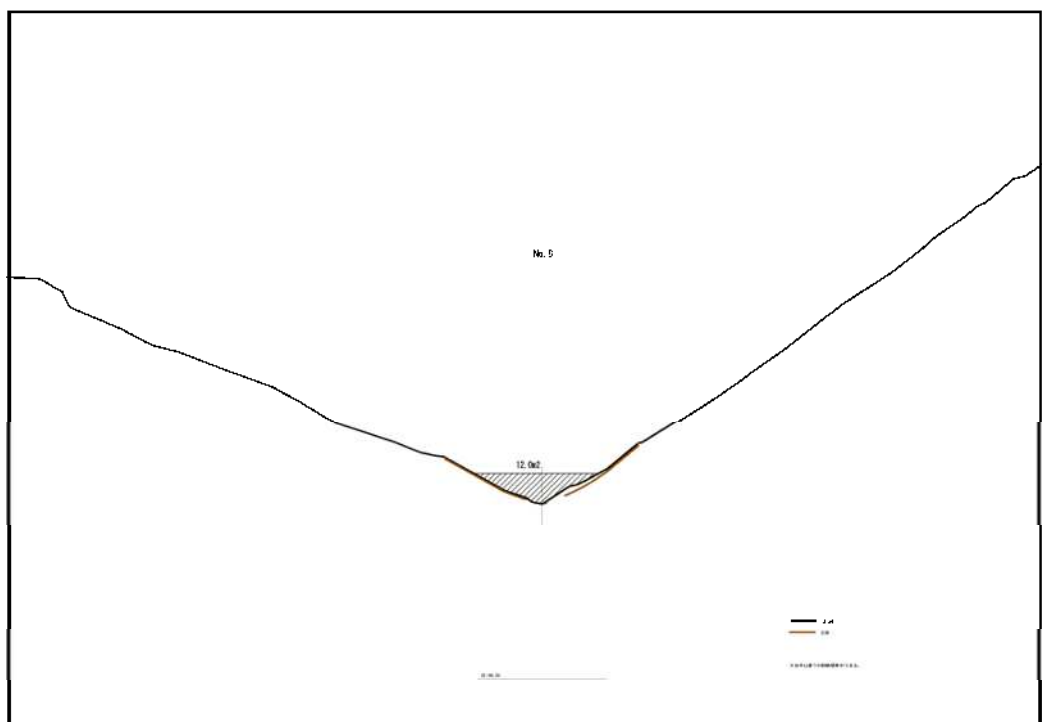


图 2.1.5 捕捉量算出根拠图 (3)

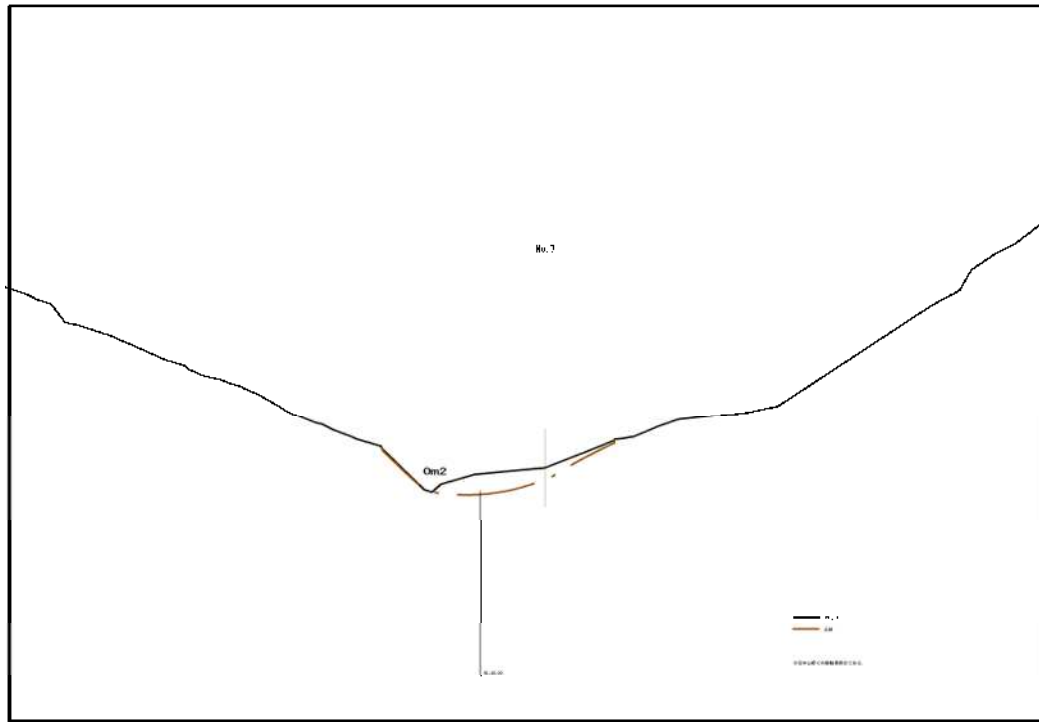


图 2.1.6 捕捉量算出根抛图（4）

2. 1. 4 設計計算

1) 流域条件

対象流域は、松山城の北東麓に位置する小溪流であり、発災後地形の計測が実施されていることから、この計測結果に基づく調査結果を活用して溪床勾配を整理した。整理の結果、対象流域の溪床勾配は $76.0\text{m}/191.1\text{m}=1/2.51 (=21.72^\circ)$ であった。

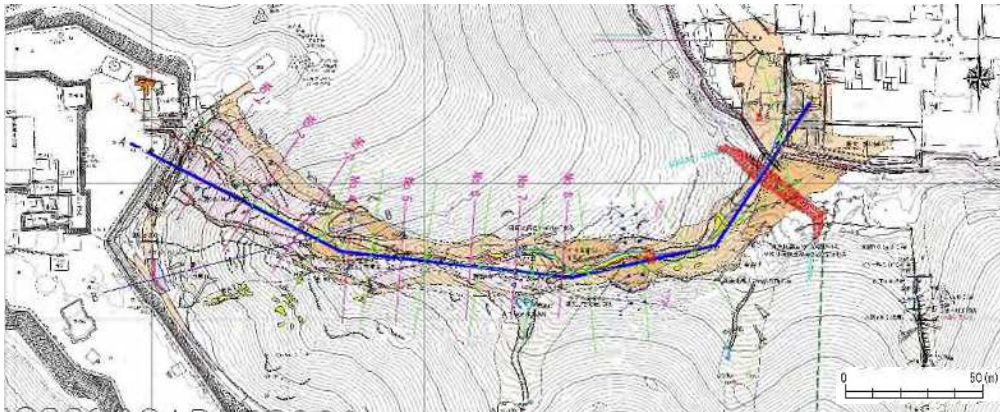


図 2. 1. 7 流域図

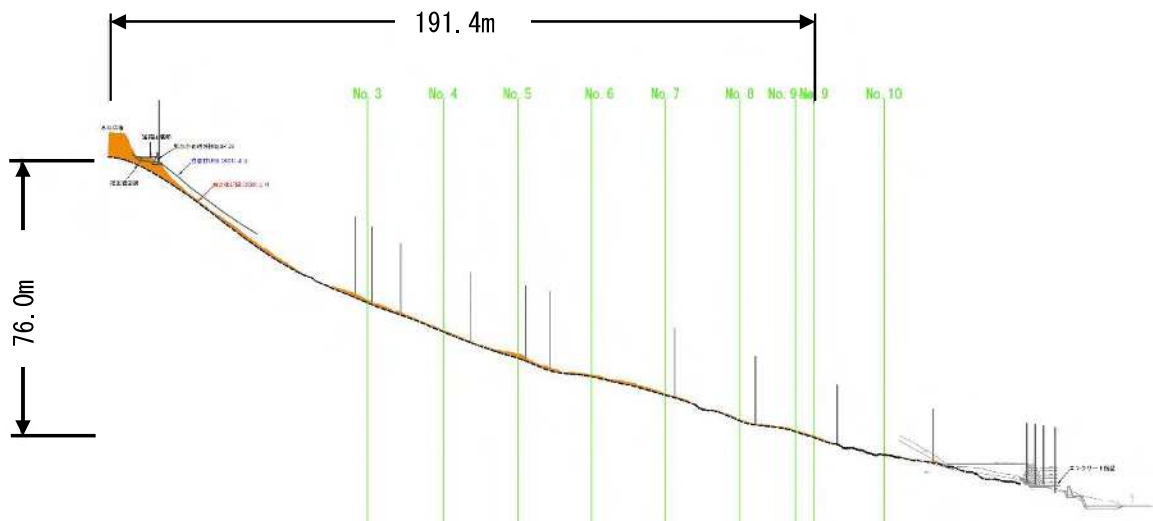


図 2. 1. 8 対象溪流縦断面図 (A-A' 断面)

2) 土石流流体力の算定

設計対象流量は、次に示す土石流ピーク流量の算出方法によった。

3) 土石流ピーク流量

①土石流濃度 (C_d)

土石流ピーク流量の算定に当たり、対象流域の土石流砂濃度を設定する必要がある。

土石流濃度は以下の式で算出した。現溪床勾配は先に整理したとおり $1/2.51 (=21.72^\circ)$ とした。

なお、土石流の濃度は 0.3 を下限、0.54 を上限として設定する。

計算の結果、当溪流の土石流濃度は 0.54 となった。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

σ : 礫の密度 (2600kg/m^3), ρ : 礫の密度 (1200kg/m^3), θ : 溪床勾配 (21.7°), ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

$$= 1200 \times \tan(21.7^\circ) / (2600 - 1200) (\tan(35^\circ) - \tan(21.7^\circ)) \div 1.13$$

$$0.3 < C_d < 0.54 \text{ より } C_d = 0.54$$

②1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dqp})

対象流域は 1 条の谷筋であり、平均勾配が 10° を上回ることが判っている。したがって、1 波の土砂量は全不安定土砂量とすることが妥当と考えられた。1 波の土石流による土砂量は $1,400\text{m}^3$ とした。

③土石流総流量の算出 (ΣQ)

土石流総流量は以下の式を用いて算出した。これまでの検討より、計算に用いた値を整理した。以下の計算式より $1,555.6\text{m}^3$ とした。

$$\Sigma Q = \frac{C_s \cdot V_{dqp}}{C_d}$$

ΣQ : 土石流総流量 (m^3), V_{dqp} : 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (m^3)

C_d : 土石流濃度, C_s : 溪床体積土砂濃度 (0.6 [一般値])

$$= 0.6 \times 1,400 / 0.54 \div 1,555.6\text{m}^3$$

④土石流ピーク流量 (Q_{sp})

土石流ピーク流量は、土石流総流量の 0.01 倍であるため $Q_{sp} = 15.56\text{m}^3/\text{s}$ とした。

4) その他土石流諸元

(1) 土石流の流速 (U) と水深 (D_d)

「土対針 計画編」では、以下のとおり記載されている。

土石流の流速 (U) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次の Manning 型の式で表わすことができると報告されている。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}$$

ここで、U : 土石流の流速 (m/sec), K_n : 粗度係数 (自然河道でのフロント部=0.10)

D_r : 土石流の径深 (≒ D_d (土石流の水深) (m)), θ : 現溪床勾配 (°)

土石流の水深 (D_d) は、流れの幅 (B_d) と土石流ピーク流量 (Q_{sp}) より、上式および次式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d$$

ここで、Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/sec), U : 土石流の流速 (m/sec)

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流は、ピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 2.1 の斜線部とする。流れの幅 (B_d) は、図 2.1 に示すとおりとし、土石流の水深 (D_d) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_d}$$

ここで、D_d : 土石流の水深 (m), A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²), B_{da} : 流れの幅 (m)

ただし、B_{da} が 4√Q_{sp} を超える場合は B_{da}=4√Q_{sp} とする。「国総研資料第 904 号 Q&A」

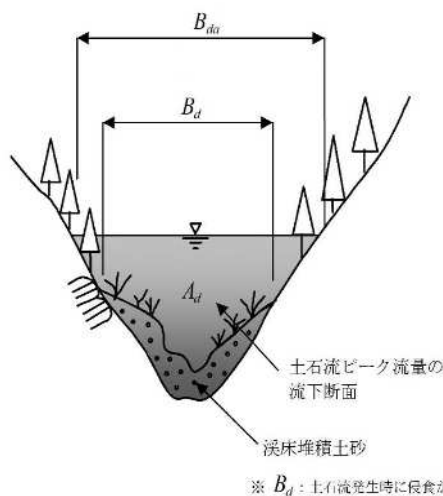


図 2.1.9 土石流の流下断面と流れの幅 B_d のイメージ

表 2.1.3 土石流諸元算定時の溪床勾配の使い分け

項目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

土石流ピーク流量に基づく土石流流速・水深は、「土対針 計画編 P30」より、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下流端までの区間で、任意に 3～5 箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3～5 箇所の断面の平均断面を用いて算出する。

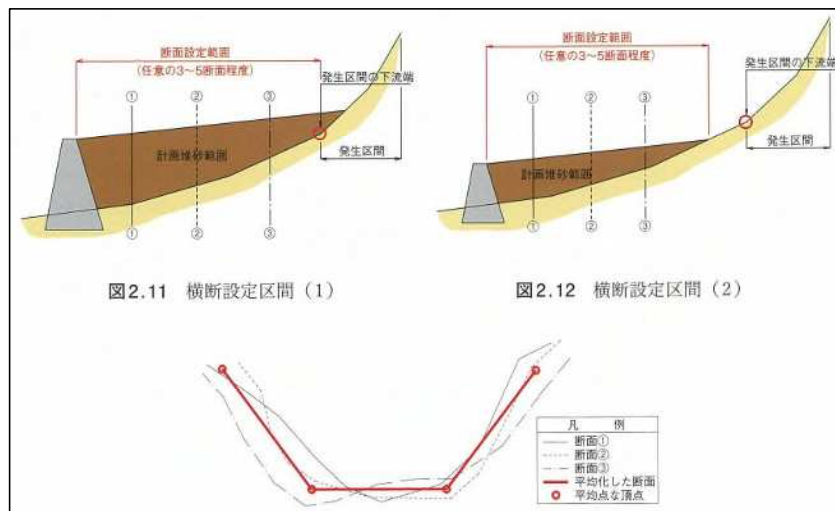


図 2.1.10 断面形状の設定方法（令和 3 年新編鋼製砂防構造物設計便覧 P35）

対象流域では図 2.1.2 を参考に計画施設上流の No. 4～No. 8 の 5 断面を対象に平均的な断面形状を次に示す通り設定した。施設計画サイトの直近としては No. 9 断面も考えられるが、仮設構造物設置に伴う改変等による計算への影響を除去するため今回は計算対象から除外した。

地形計測結果による各断面について台形断面に近似させて、重ね合わせて平均的な断面形状を設定した。

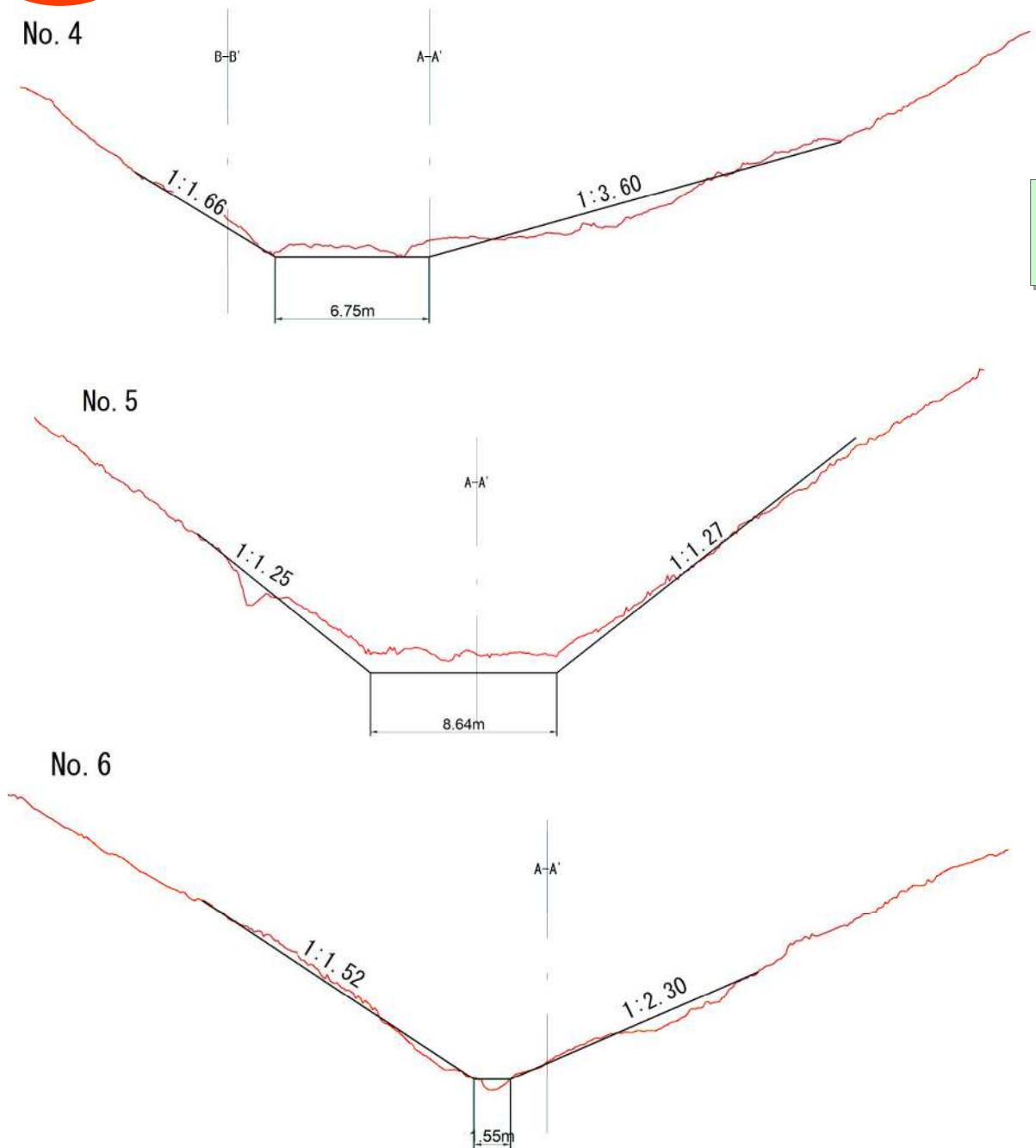
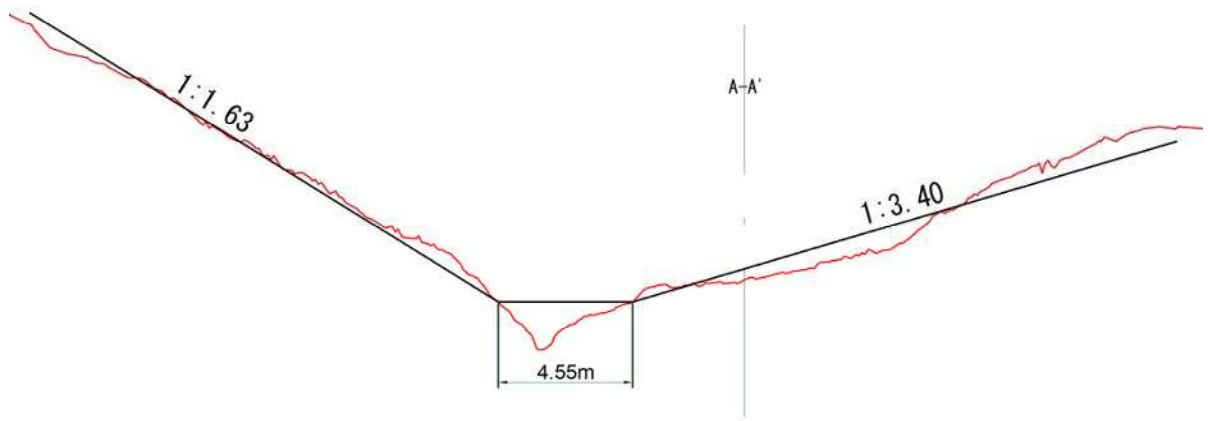


図 2.1.11 各断面の台形近似（1）

No. 7



No. 8

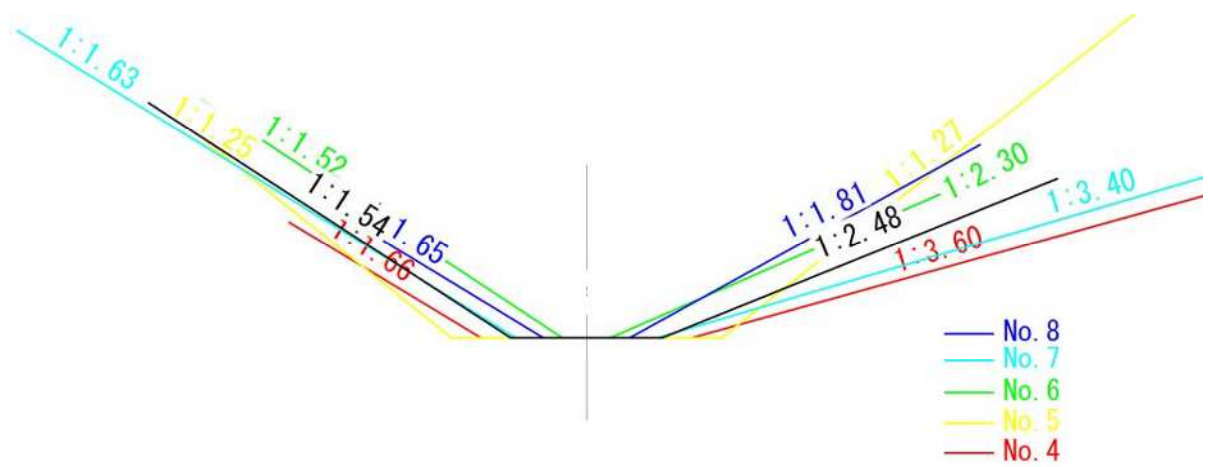
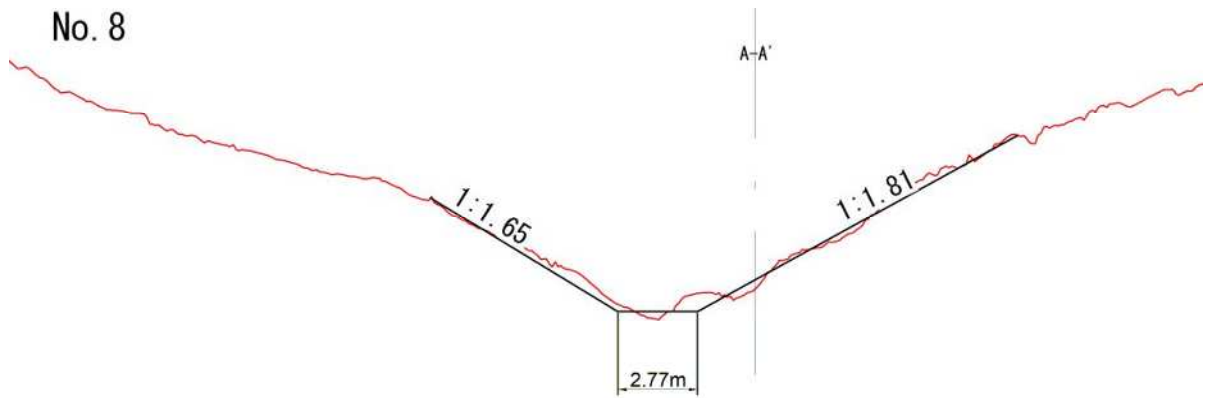


図 2.1.12 各断面の台形近似 (2)

平均断面形状

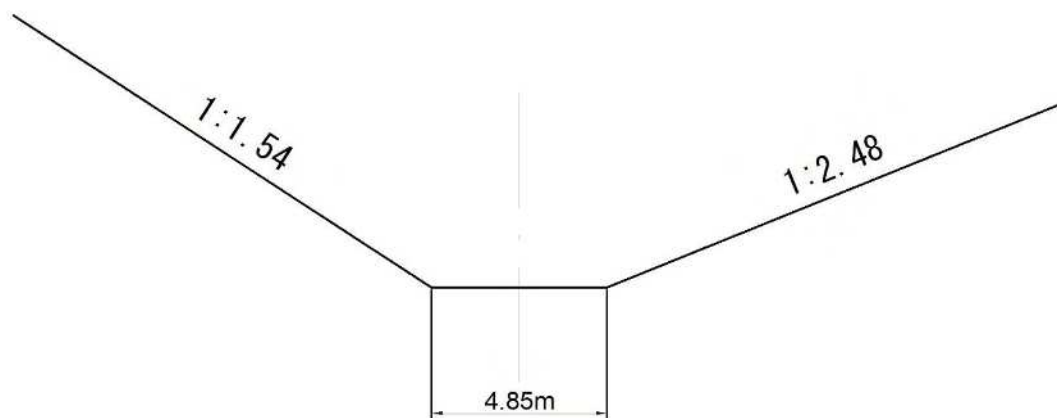


図 2.1.13 各断面の台形形状

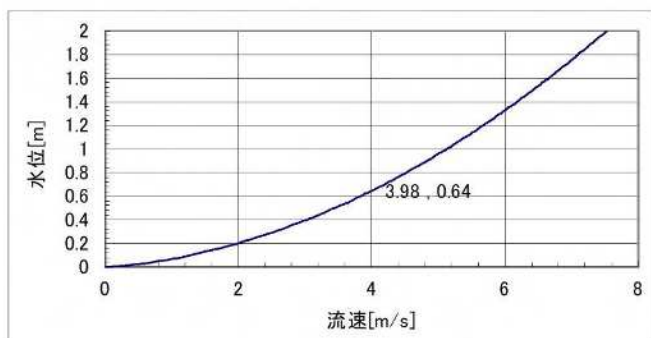
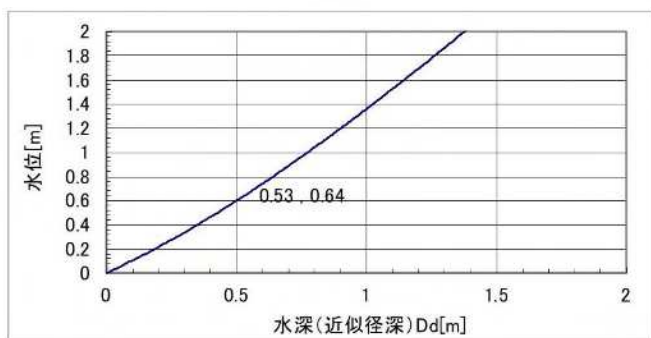
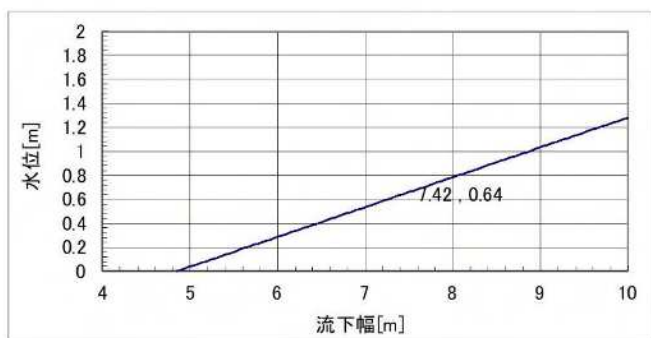
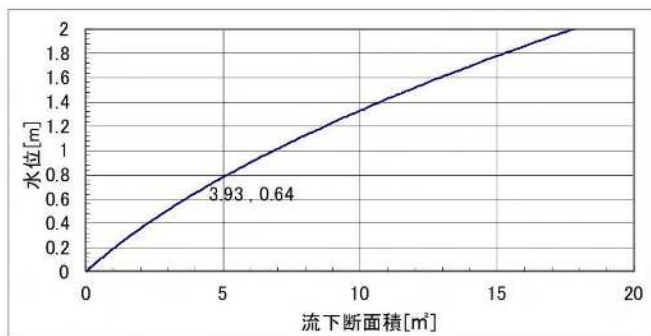
表 2.1.4 平均断面形状

No	右岸勾配 1:m1	B(m)	左岸勾配 1:m2
4	1.66	6.75	3.60
5	1.25	8.64	1.27
6	1.52	1.55	2.30
7	1.63	4.55	3.40
8	1.65	2.77	1.81
平均	1.54	4.85	2.48

以上に基づき、対象とする土石流ピーク流量の設定した平均形状の断面での水深、流速、流下幅のトライアル計算結果を次に示した。

表 2.1.5 流下断面計算結果

ピーク流量達成時					
水位(m)	面積(m ²)	幅(m)	水深(m)	流速(m/s)	流量(m ³ /s)
0.64	3.93	7.42	0.53	3.98	15.63



(2) 土石流単位体積重量 (γ_d)

土石流の単位体積重量は、下式により求める。

$$\gamma_d = \sigma \cdot C_d + \rho (1 - C_d)$$

ここで γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³), σ : 礫の密度 (2600 kg/m³),
 ρ : 水の密度 (=1200 kg/m³), C_d : 土石流の濃度 ($0.30 \leq C_d \leq 0.54$)

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22.51 \cdot 0.54 + 11.77(1 - 0.54) \cdot 9.81 \\ &= 13.7754 + 5.4142 \\ &= 19.1896 = 19.19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

(3) 土石流流体力 (F)

土石流の流体力は、下式により求める。

$$F = K_n \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

ここで F : 単位幅当りの土石流の流体力 (kN/m), U : 土石流の流速 (m/sec)
 D_d : 土石流の水深 (m), g : 重力の加速度 (9.81m/s²), K_h : 係数 (1.0 とする)
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

$$F = 1.0 \cdot (19.19/9.81) \cdot 0.53 \cdot 3.98^2 = 16.421 \cdots = 16.42 \text{ kN/m}$$

以上を踏まえ算出した土石流諸元は、表 2.1.6 に示すとおりとなった。

表 2.1.6 土石流諸元

計画地点	土石流水深 D_d (m)	土石流の流速 U (m/s)	土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m ³)	土石流流体力 F (kN/m)
施設計画箇所	0.53	3.98	19.19	16.42

VCC0 の設計計算に用いる諸元を以下にまとめる。

表 2.1.7 検討条件一覧

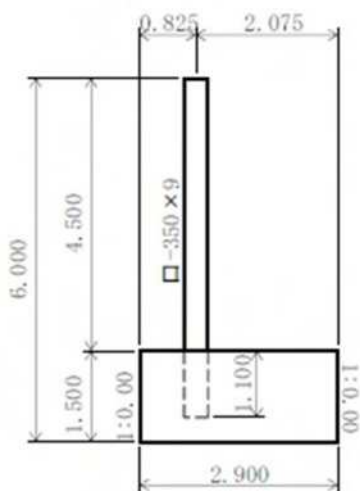
項 目	数 値	備 考
対象荷重	流体力+堆砂圧+自重	
土石流水深	0.53 m	
土石流単位体積重量	19.19 kN/m ³	
衝突礫径	0.5m	
礫の単位体積重量	25.50 kN/m ³	2.6t×9.81
流水単位体積重量	11.77 kN/m ³	1.2t/m ³ ×9.81
空中の単位体積重量	15.3 kN/m ³	2.6×0.6×9.81
土石流時の泥水中単位体積重量	8.24 kN/m ³	0.84×9.81
土圧係数	0.3	
コンクリート単位体積重量	22.56 kN/m ³	
〃 設計基準強度	18 N/mm ²	
〃 許容支圧応力度	5.40 N/mm ²	
〃 許容せん断応力度	0.55 N/mm ²	
鋼材降伏応力度	296 N/mm ²	
〃 許容曲げ応力度	175 N/mm ²	
〃 許容せん断応力度	100 N/mm ²	
土石流時割増係数	1.50	
礫衝突時割枚係数	1.70	

【準拠する基準】

建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 平成12年2月

土石流・流木対策設計技術指針 平成28年4月

新編・鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版



6) 構造検討結果

ここでは計算結果を記載する。その他詳細な計算内容については、巻末に構造計算書を添付する。

【滑動に関する安定】

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここに、 F_s : 滑動に対する安全率

f : 堤体底面と基礎との摩擦係数 $f=0.7$

B : 堤体底面幅 = 2.9m

$$F_s = \frac{0.7 \times 254.9}{112.7}$$

$$= 1.58 > 1.00$$

----- OK !

【転倒に関する安定】

作用合力Rの偏心距離 e の値は次式で計算される。

$$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \leq B/3$$

$$= 2.9/2 - (423 - 271) / 255$$

$$= 0.85m < B/3 = 0.97m$$

----- OK !

【地盤支持力】

地盤の最大反力強度は作用合力Rの偏心位置により下式から求まる。

$$0 < e \leq B/6 \text{ のとき } q_{\max} = (\Sigma V/B) \cdot (1 + 6e/B)$$

$$B/6 < e \leq B/3 \text{ のとき } q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3d)$$

$$\text{ここに、 } d = (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V = (423 - 271) / 255$$

$$= 0.599m$$

$B/6 < e \leq B/3$ であるから、

$$q_{\max} = 2 \times \Sigma V / (3 \times d) = 2 \times 254.9 / (3 \times 0.599)$$

$$= 283kN/m^2 < 300kN/m^2 = q_a$$

----- OK !

$$q_{\min} = 0$$

$$= 0kN/m^2 < 300kN/m^2 = q_a$$

----- OK !

支持層：簡易貫入試験の結果より、 N_d 値が 50 以上確認出来る Dt2 層以深を支持層として考える。
安定性照査では、安全側に考え長期許容支持力 $q=200kN/m^2$ として検討を行った。

アンカー鉄筋と底版コンクリート応力度照査

【土流時】

鉄筋の引張応力度：	$\sigma_s = T/A_s = 44782/795.2$		
	$= 56 \text{ N/mm}^2$	$\leq 270 \text{ N/mm}^2 = f_{yk}$	OK
コンクリートの圧縮応力度：	$\sigma_c = \max(P_j, P_k)/b = 502,464/0.4$		
	$= 1256.2 \text{ kN/m}^2$		
	$= 1.26 \text{ N/mm}^2$	$\leq 8.10 \text{ N/mm}^2 = f'_c$	OK
支圧応力度の許容値：	$f'_c = 5.4 \times 1.5 = 8.10 \text{ (N/mm}^2)$		
コンクリートのせん断応力度：	$\tau_c = S/\sin 45^\circ / A_c = 35.6/\sin 45^\circ / 1.94 = 18.7 \text{ kN/m}^2$		
	$= 0.019 \text{ N/mm}^2$	$\leq 0.83 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca}$	OK
せん断応力度の許容値：	$\tau_{ca} = 0.55 \times 1.5 = 0.83 \text{ (N/mm}^2)$		
ここに、	せん断面積：	$A_c = 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1)/2 \times 1.1/\sin 45^\circ$	
		$= 1.94 \text{ m}^2$	

【礫衝突時】

鉄筋の引張応力度：	$\sigma_s = T/A_s = 222912/795.2$		
	$= 280 \text{ N/mm}^2$	$\leq 306 \text{ N/mm}^2 = f_{yk}$	OK
コンクリートの圧縮応力度：	$\sigma_c = \max(P_j, P_k)/b = 2,526.1/0.4$		
	$= 6315.2 \text{ kN/m}^2$		
	$= 6.32 \text{ N/mm}^2$	$\leq 9.18 \text{ N/mm}^2 = f'_c$	OK
支圧応力度の許容値：	$f'_c = 5.4 \times 1.7 = 9.18 \text{ (N/mm}^2)$		
コンクリートのせん断応力度：	$\tau_c = S/\sin 45^\circ / A_c = 99.8/\sin 45^\circ / 1.94 = 72.8 \text{ kN/m}^2$		
	$= 0.073 \text{ N/mm}^2$	$\leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca}$	OK
せん断応力度の許容値：	$\tau_{ca} = 0.55 \times 1.7 = 0.94 \text{ (N/mm}^2)$		
ここに、	せん断面積：	$A_c = 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1)/2 \times 1.1/\sin 45^\circ$	
		$= 1.94 \text{ m}^2$	

【支柱のせん断応力度照査】

種の衝突に伴い生じる最大せん断応力度

$$\tau = \frac{P_R}{A} = \frac{601}{11,998} \times 10^3$$

$$= 50 \text{ N/mm}^2 < 170 \text{ N/mm}^2$$

OK

許容せん断応力度

$$\tau_a = 1.7 \times 100 = 170 \text{ N/mm}^2$$

【底版コンクリートの安全性照査】

1) 鞘管設置基面でのせん断摩擦安全率の検討

$$F_s = \frac{f \cdot V \cdot g + \tau_c \cdot A_c}{P_R} = \frac{0.7 \times 32.3 \times 9.81 + 2760 \times 12.76}{601}$$

$$= 58.97 > 4.00$$

OK

ここに、摩擦係数

$$f = 0.7$$

鞘管設置基面上方コンクリート質量

$$V = 32.3 \text{ (t)}$$

コンクリートの設計圧縮強度

$$f'_{cd} = 13,800 \text{ kN/m}^2$$

コンクリートのせん断強度

$$\tau_c = f'_{cd}/5 = 13800/5 = 2760 \text{ kN/m}^2$$

鞘管設置基面のせん断面積

$$A_c = 2.900 \times 4.400 = 12.76 \text{ m}^2$$

2) 鞘管前面の押抜きせん断に対する検討

$$\text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c = S/A_c = 601/1.94 = 310 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.31 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca}$$

OK

$$\text{ここに、せん断面積: } A_c = 1.94 \text{ m}^2 \quad (5.2章参照)$$

VCCO応急対策工 構造図 S=1:50
松山城斜面崩壊対策

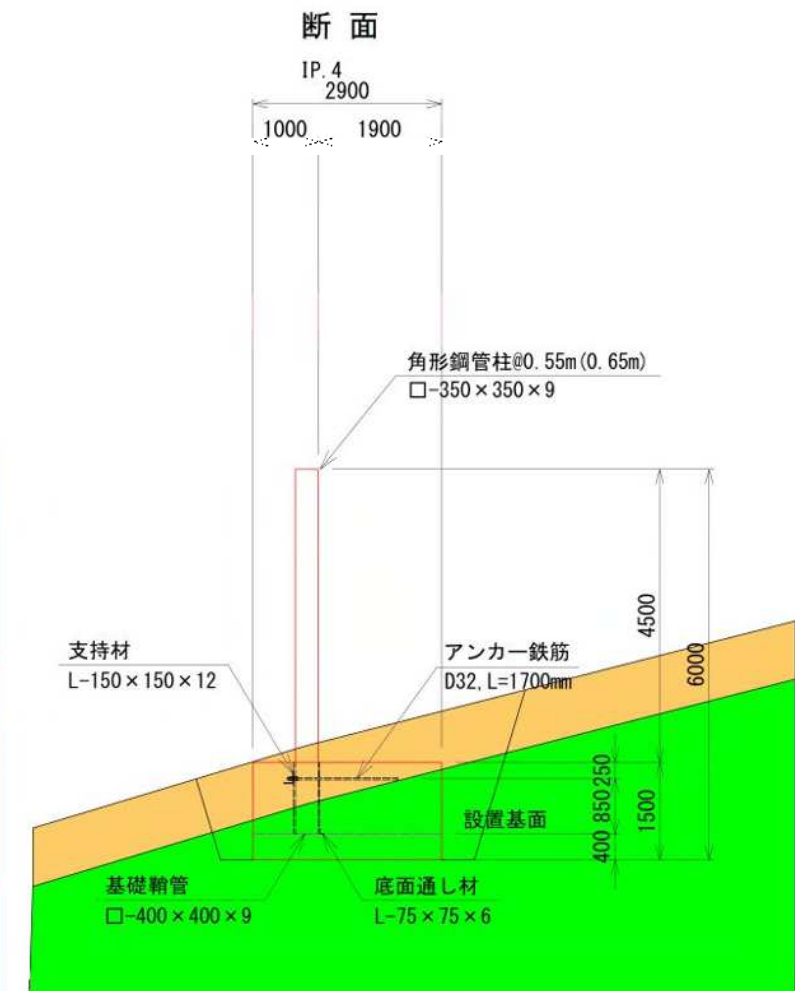
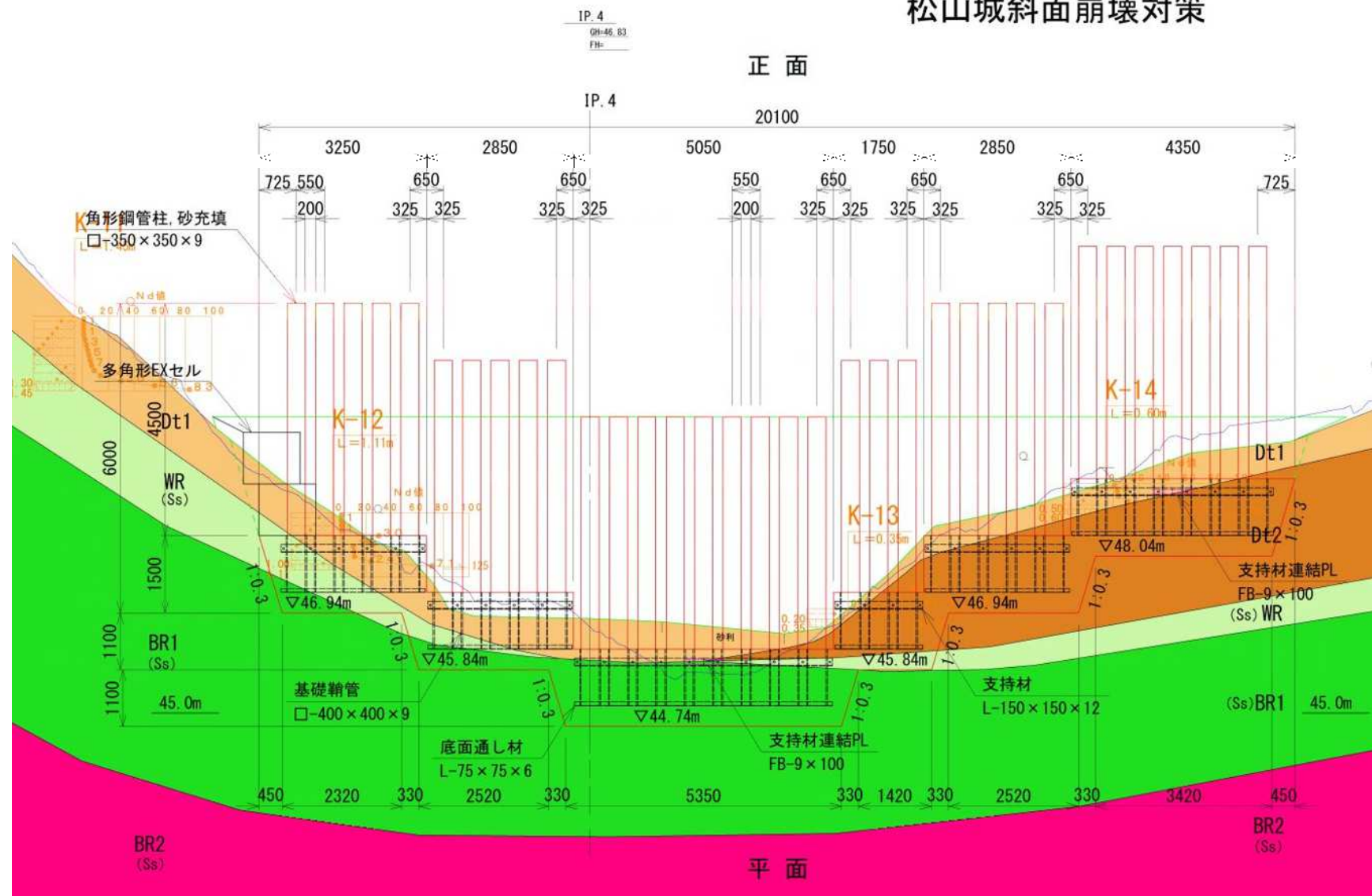


図 2.1.14 VCCO 構造図

3. 恒久対策工設計

3.1 法面工予備設計

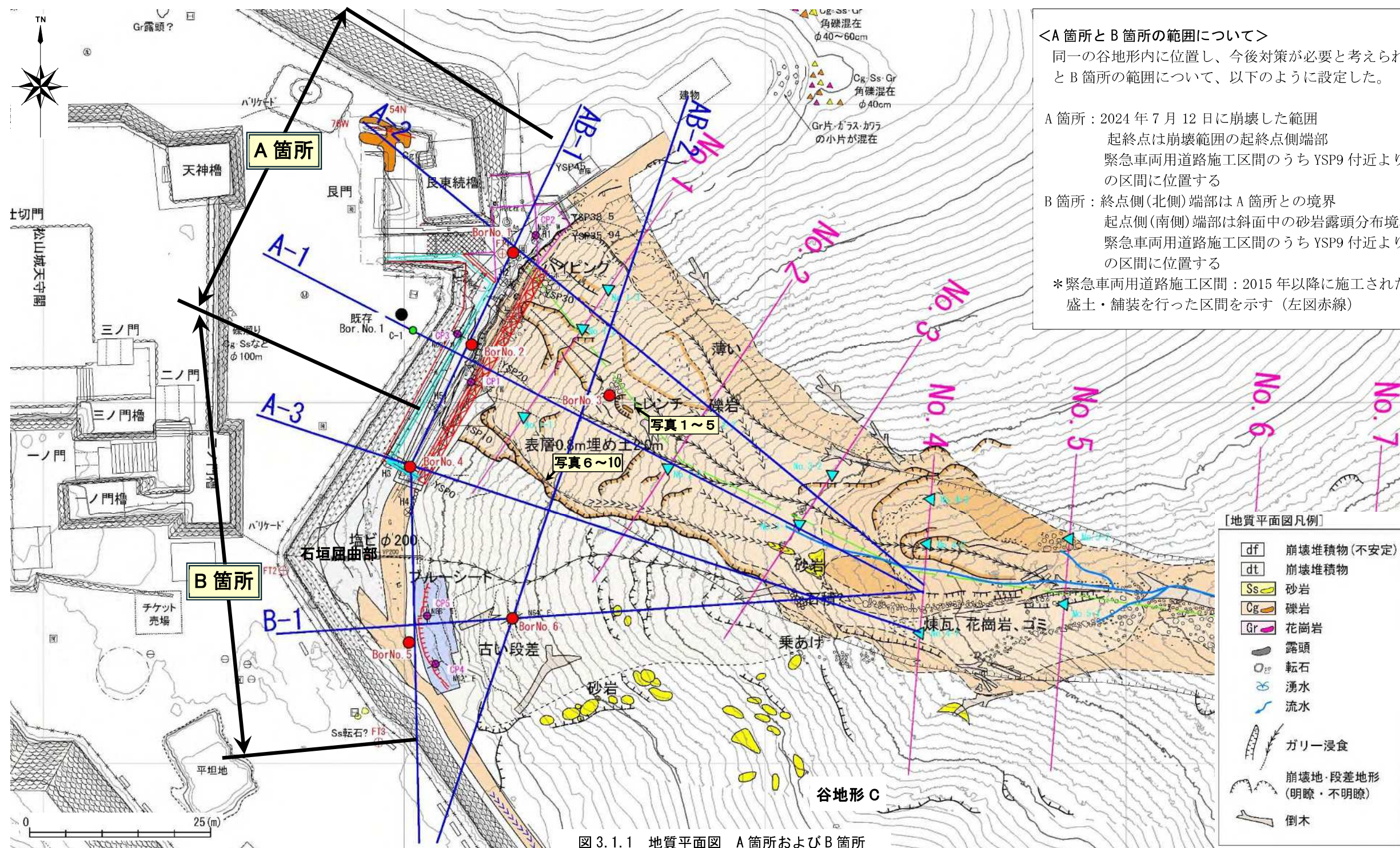
3.1.1 現地調査結果

1.8 で述べたように、別途実施された「調査業務①」及び「調査業務②」において明らかになった現地の地質状況、表流水・地下水状況について、以下に述べる。

(1) 地質状況（地層構成）

① 斜面の地質状況

- ・ 本業務で法面对策の検討対象斜面は、図 3.1.1 の平面図に示すとおり 7 月 12 日に崩落した A 箇所とその南側に隣接する B 箇所の 2 つの箇所からなる。
- ・ 図 3.1.2～図 3.1.5 は、図 3.1.1 中の 4 測線（A-1～A-1'、B-1～B-1'、AB-1～AB-1' 及び AB-2～AB-2'）の地質断面図である。
- ・ 図 3.1.2、図 3.1.5 によれば、A 箇所には崩壊前に 3～4m の捨土層（dt）が分布していた。この捨土層は現地踏査等の一連の調査結果より、未固結・軟質で不安定化した地盤である。被災後の LP データを踏まえると、崩落後も A 箇所に厚さ 1～2m で捨土層が分布している。
- ・ B 箇所については、図 3.1.3、図 3.1.5 を踏まえると、A 箇所に比べれば捨土層は薄い、道路部分を除き、斜面全体に 1m 前後の層厚で分布しているものと想定される。B 箇所には、調査業務②の地形解析の結果、過去から何度も崩壊を繰り返した崩壊地形が残存している。
- ・ 捨土層の下位には、A 箇所及び B 箇所ともに和泉層群礫岩、砂岩が分布している。捨土層との境界～数mは D 級の岩盤等級で風化しているが、その下は CL 級で安定している。
- ・ なお、図 3.1.6 に調査業務②で確認した捨土層の状況写真を示す（図中の写真番号は図 3.1.1 の写真番号の位置）。



<A 箇所と B 箇所の範囲について>

同一の谷地形内に位置し、今後対策が必要と考えられる A 箇所と B 箇所の範囲について、以下のように設定した。

A 箇所：2024 年 7 月 12 日に崩壊した範囲
起終点は崩壊範囲の起終点側端部
緊急車両用道路施工区間のうち YSP9 付近より終点側の区間に位置する

B 箇所：終点側(北側)端部は A 箇所との境界
起点側(南側)端部は斜面中の砂岩露頭分布境界
緊急車両用道路施工区間のうち YSP9 付近より起点側の区間に位置する

* 緊急車両用道路施工区間：2015 年以降に施工された擁壁・盛土・舗装を行った区間を示す(左図赤線)

[地質平面図凡例]

df	崩壊堆積物(不安定)
dt	崩壊堆積物
Ss	砂岩
Cg	礫岩
Gr	花崗岩
	露頭
	転石
	湧水
	流水
	ガリー浸食
	崩壊地・段差地形(明瞭・不明瞭)
	倒木

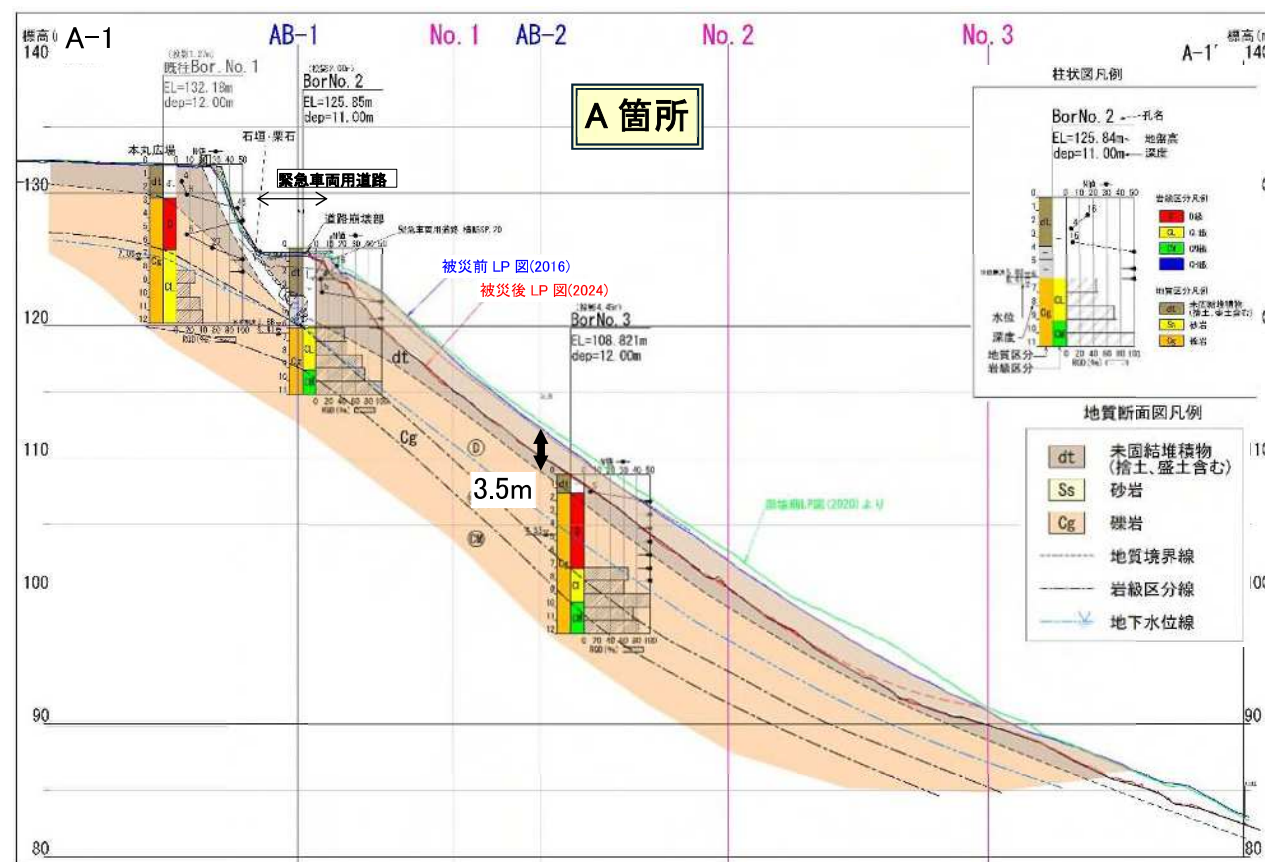


図 3.1.2 地質断面図 A-1 測線

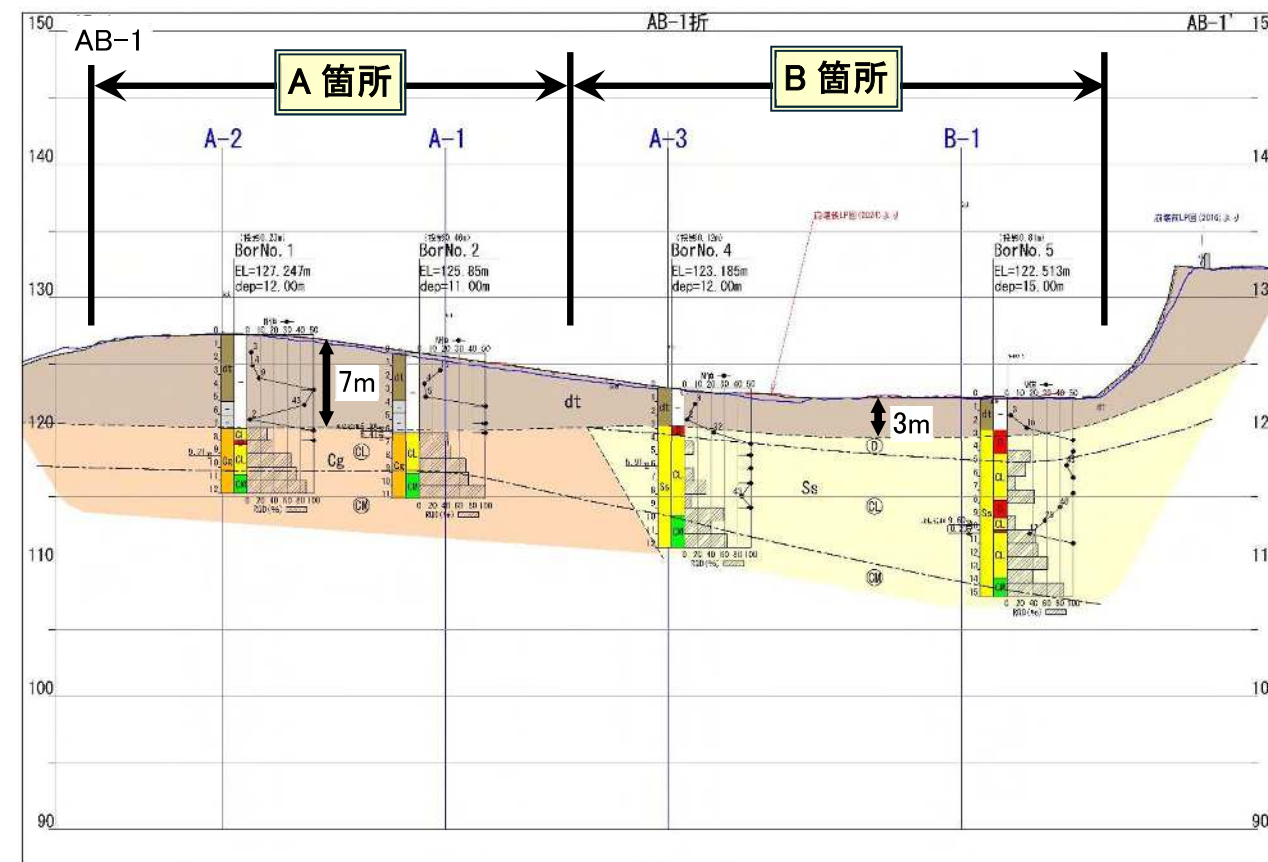


図 3.1.4 地質断面図 AB-1 測線

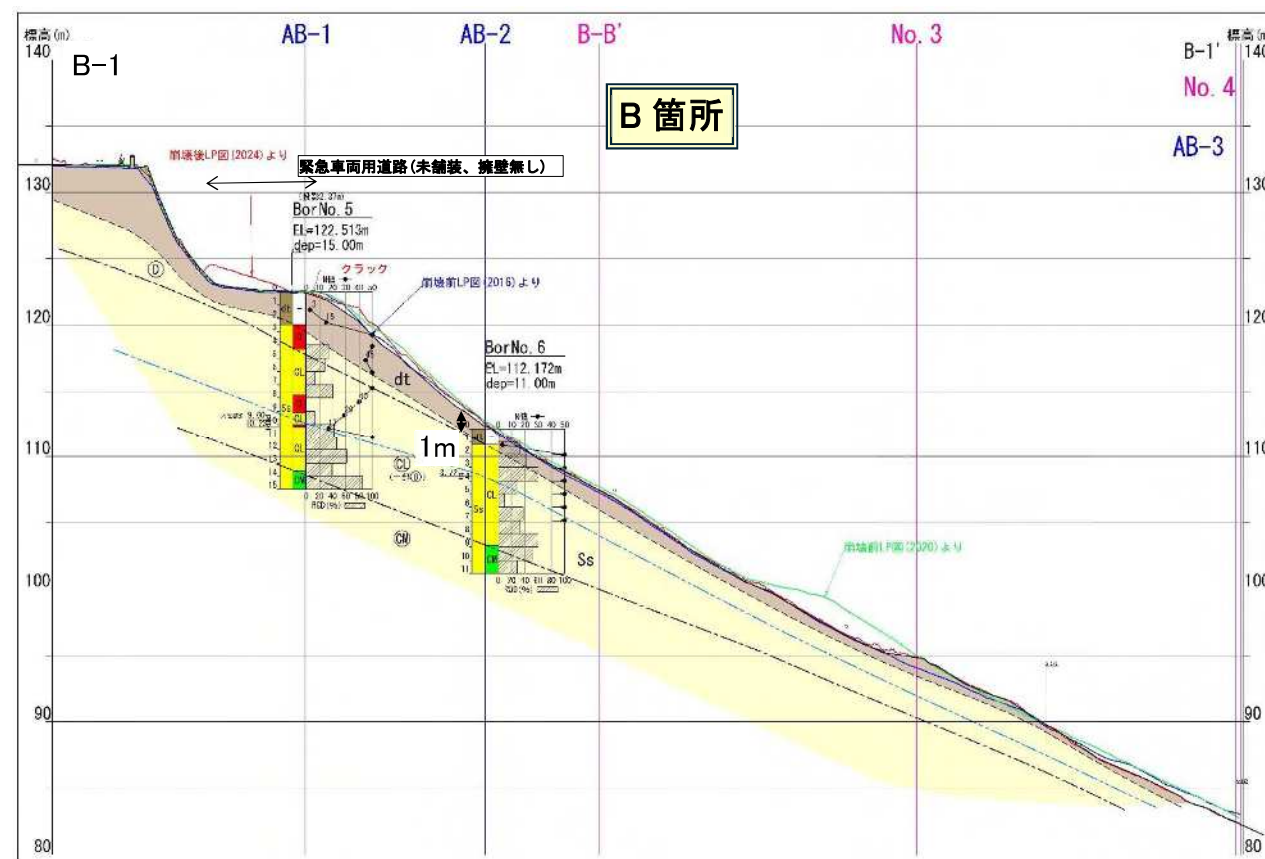


図 3.1.3 地質断面図 B-1 測線

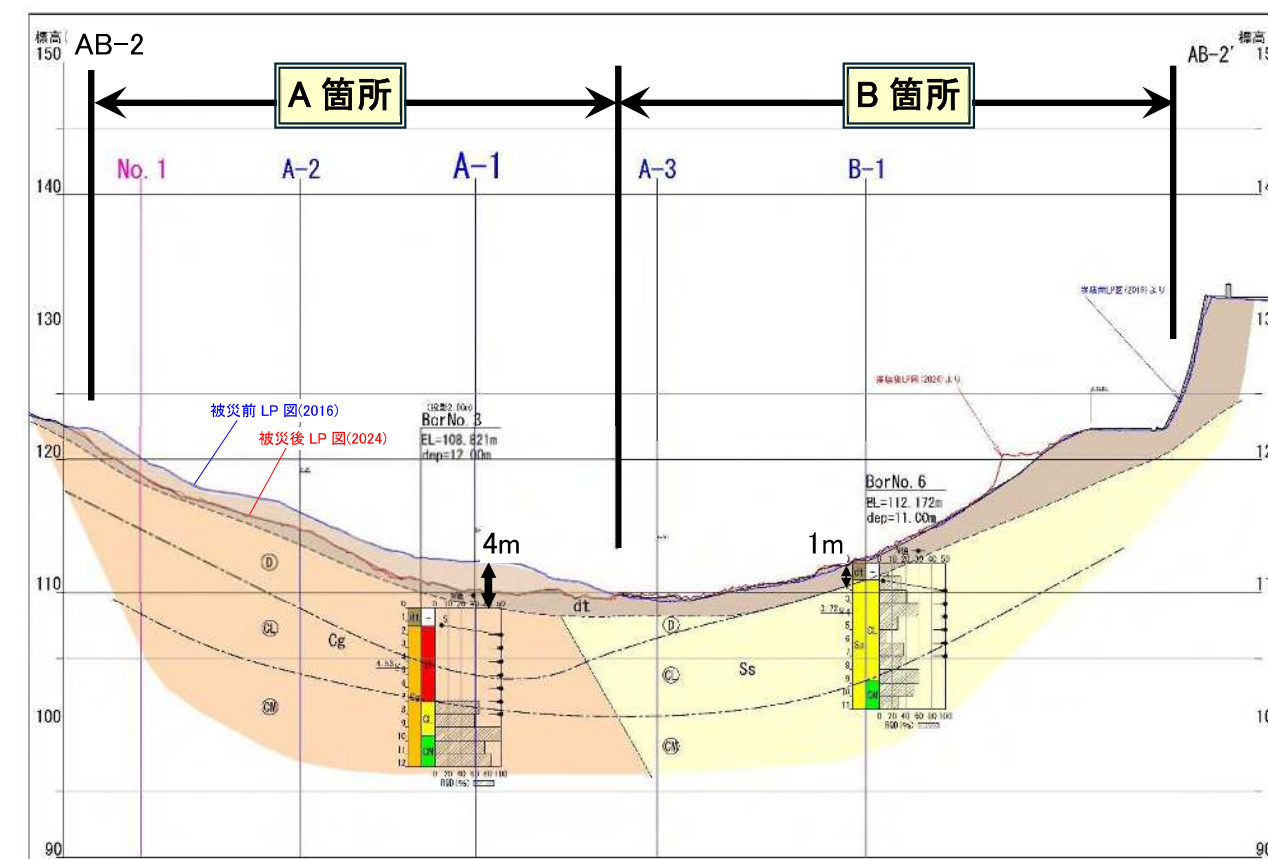


図 3.1.5 地質断面図 AB-2 測線



写真1 ガリー侵食の状況。深さ 1.5m 程度。底盤に礫岩が分布する。

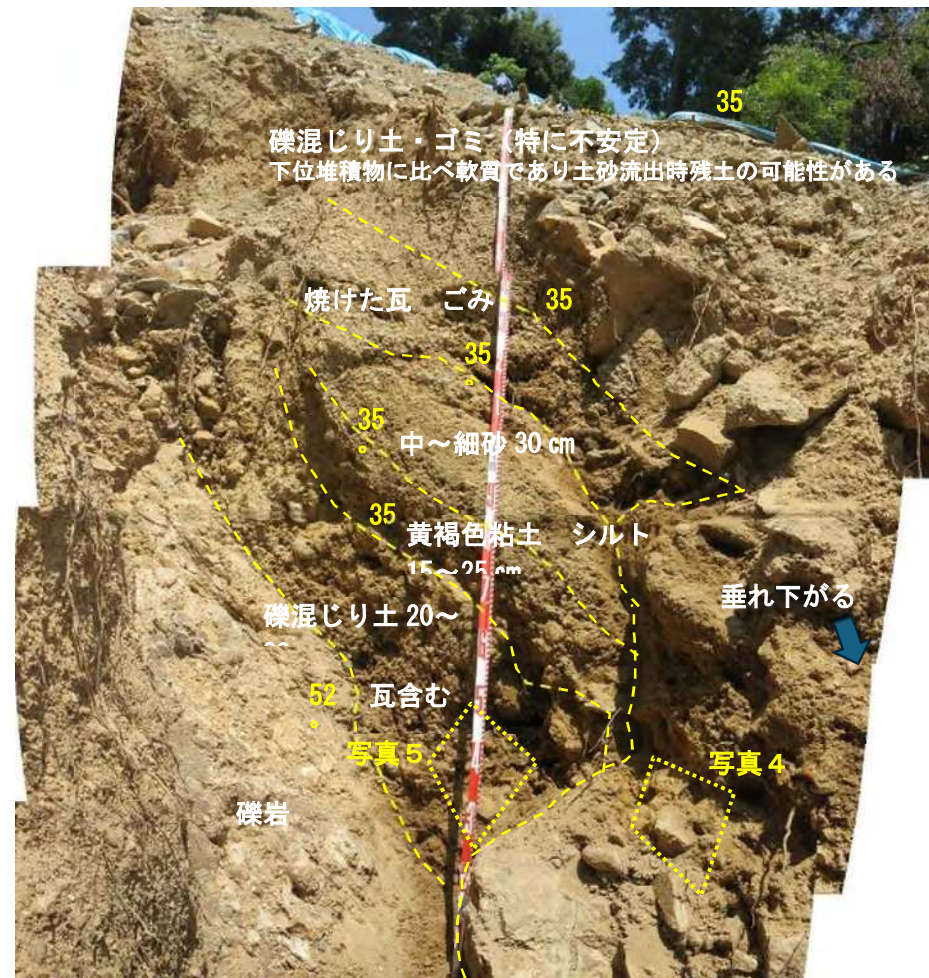


写真2 A 箇所斜面に残存する未崩壊の堆積物
基盤岩（礫岩）の上位にゆるい堆積物が分布する。一部に層状を呈するが、堆積物が複雑に重なっており、不規則かつ不均質である。砂層は、指圧で容易に掘削できる程度の硬さである。最下層の礫混じり土には花崗岩の円礫や瓦片が含まれる場合がある。



写真3 一部に均質な砂層が認められる。



写真4 瓦片を含む



写真5 基盤岩直上に認められる瓦片

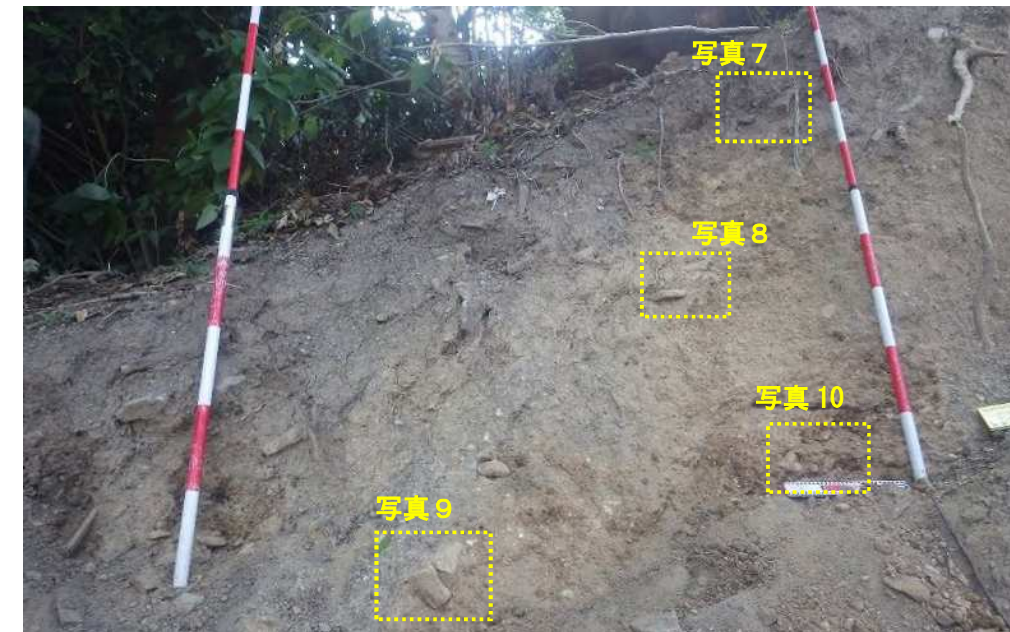


写真6 右岸側の側方崖（高さ 1.5m 程度）。ビニールや瓦片、花崗岩礫を含む。
基質は全体に砂質で、細粒分は少ない。



写真7 表層の土壌部分に瓦片・ビニール紐を含む



写真8 表層から深度 1m に認められる瓦片



写真9 表層から深度 1m に認められる瓦片



写真10 側方崖基部には局所的に風化礫が密集した領域が認められる。

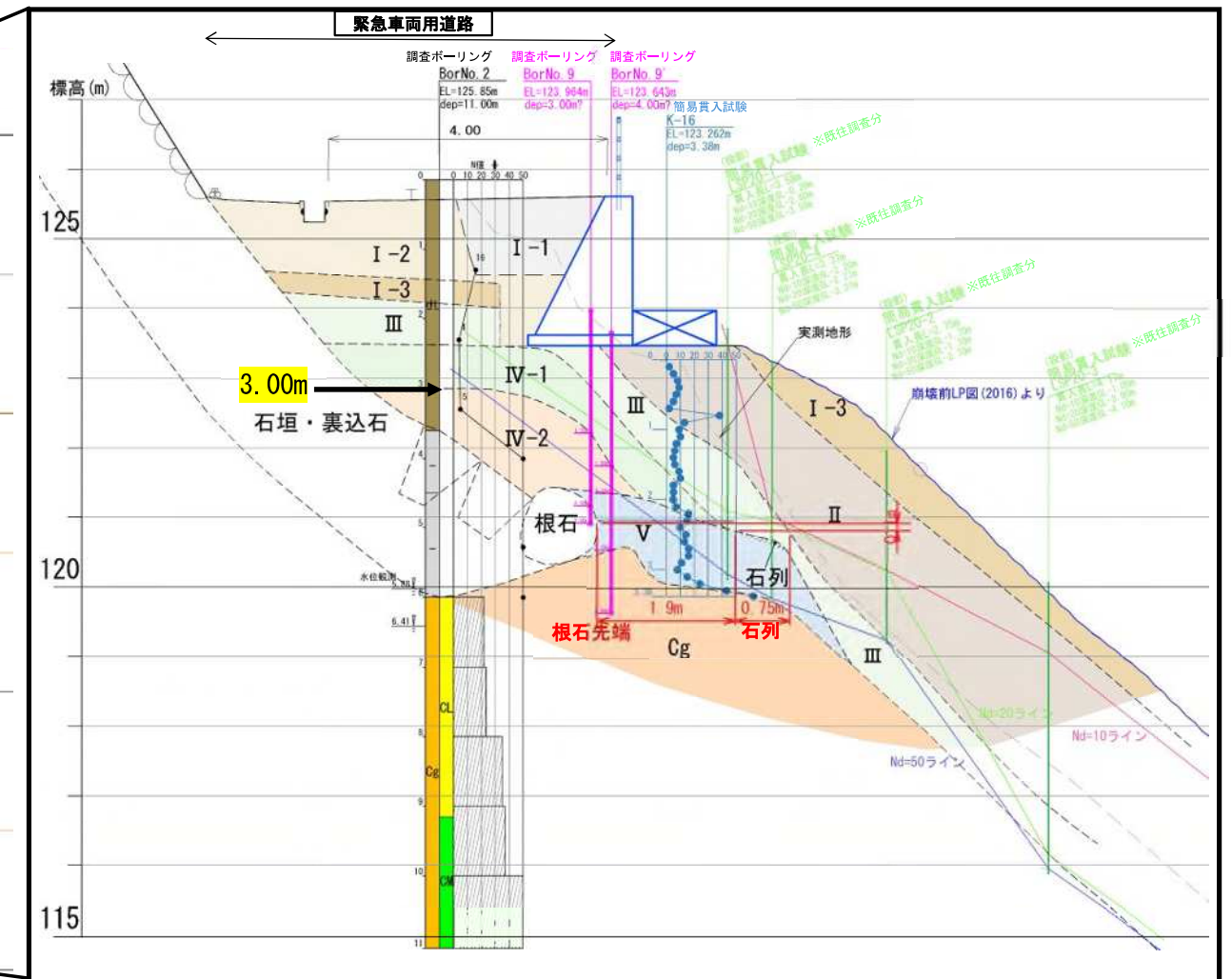
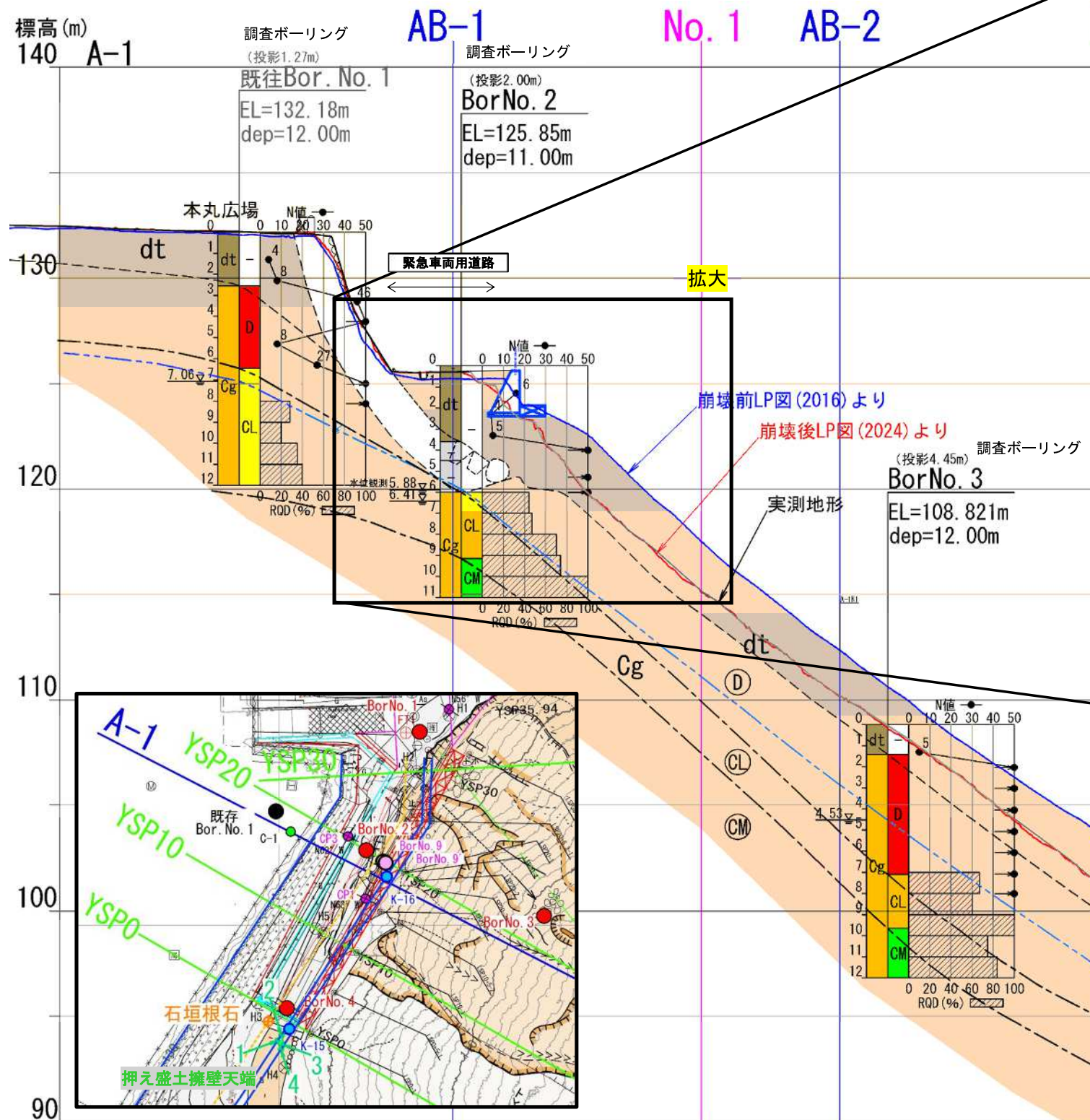
図 3.1.6 捨土層の状況

② 緊急車両用道路の付近の地質状況

- ・ 図 3. 1. 7、図 3. 1. 8 は調査業務②で明らかになった緊急車両用道路付近（道路測点 YSP20）～斜面下方にかけての地質断面図である。
- ・ 調査業務②で実施したトレンチ調査により、道路付近の盛土についてはⅠ～Ⅴ層といった層区分を行っている（図 3. 1. 8 参照）。
- ・ このうち、道路付近に分布するⅡ層は、斜面下では①の崖錐層（dt）に該当し、瓦片を含み、軟質で不安定化した層である。今回の土砂災害時に崩落した層である。
- ・ 図 3. 1. 9 は、崩壊しなかった道路測点 YSP0 付近の道路付近の地質断面図であるが、捨土層が分布している。図を踏まえると、YSP0 付近から南側の B 箇所には、同じように路肩～斜面にかけてⅡ層である捨土が分布すると考える。
- ・ YSP0、YSP20 の地質断面図を踏まえると、旧緊急車両用道路の擁壁直下～道路中心にかけて、松山城石垣の末端である根石の存在が想定される。

A-1 (YSP20 近傍) 断面 (YSP0 断面をもとにボーリング結果・簡易貫入試験結果から作成)

拡大(詳細)図



ボーリング No. 2 コア写真



トレンチスケッチ写真

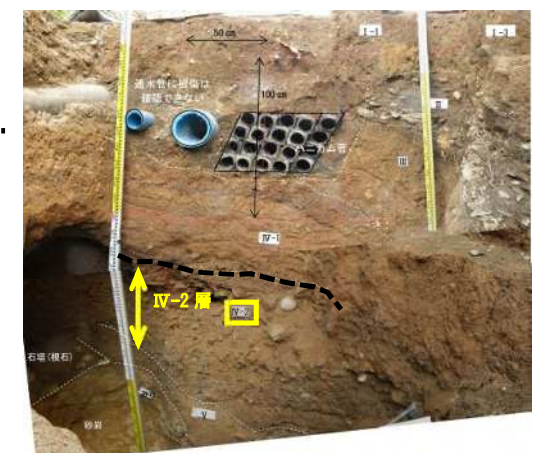
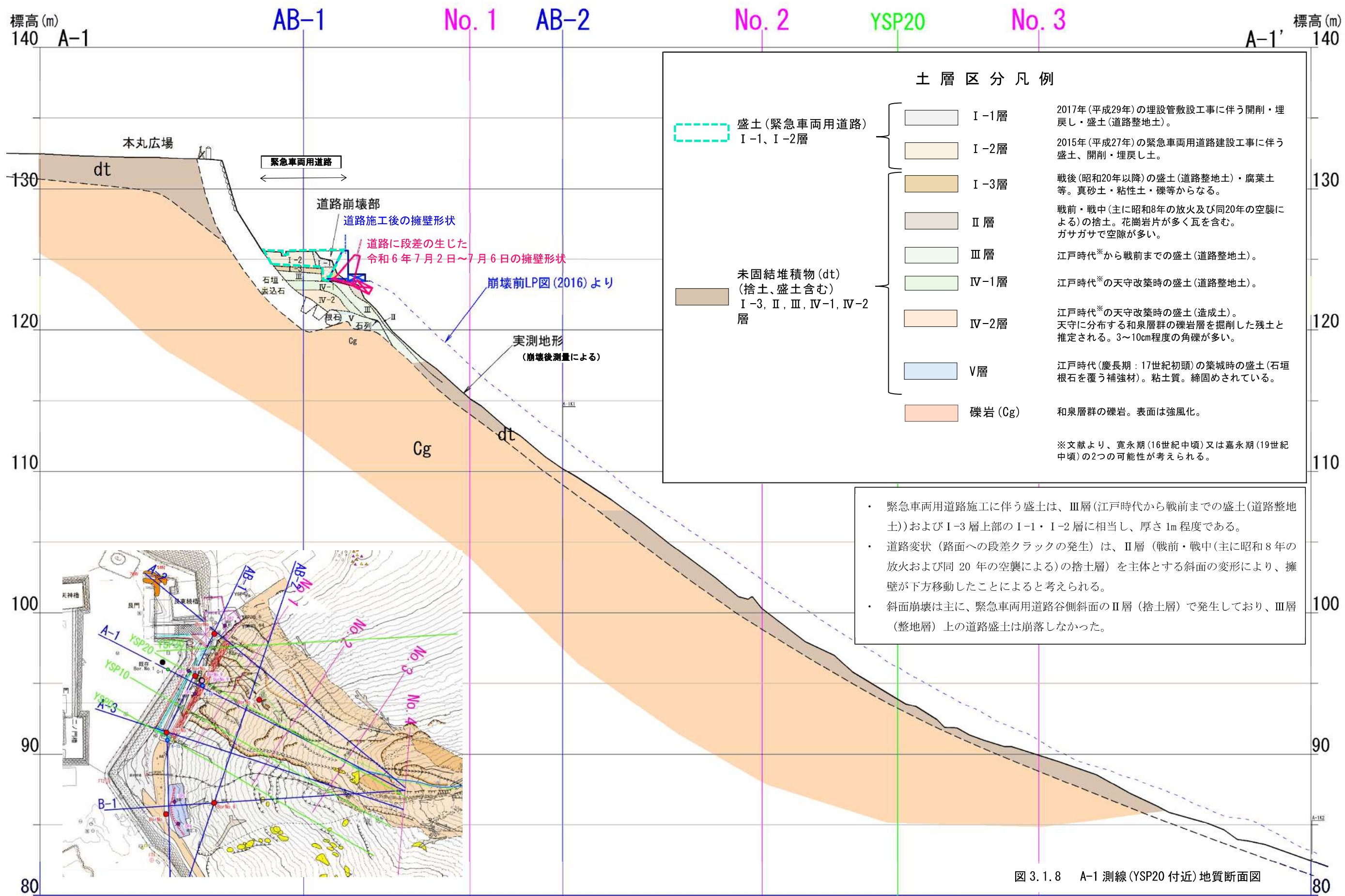
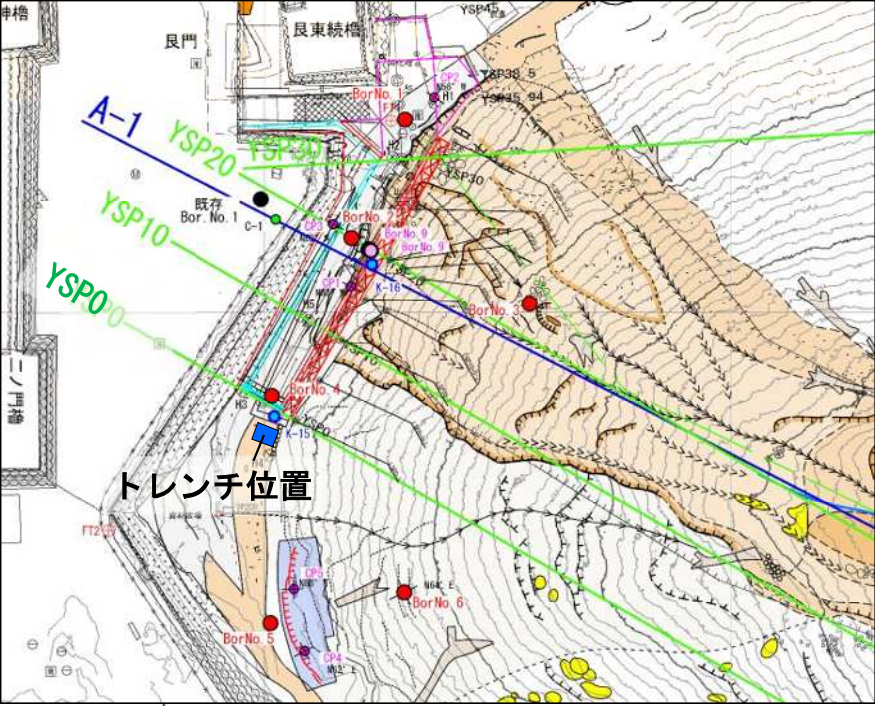
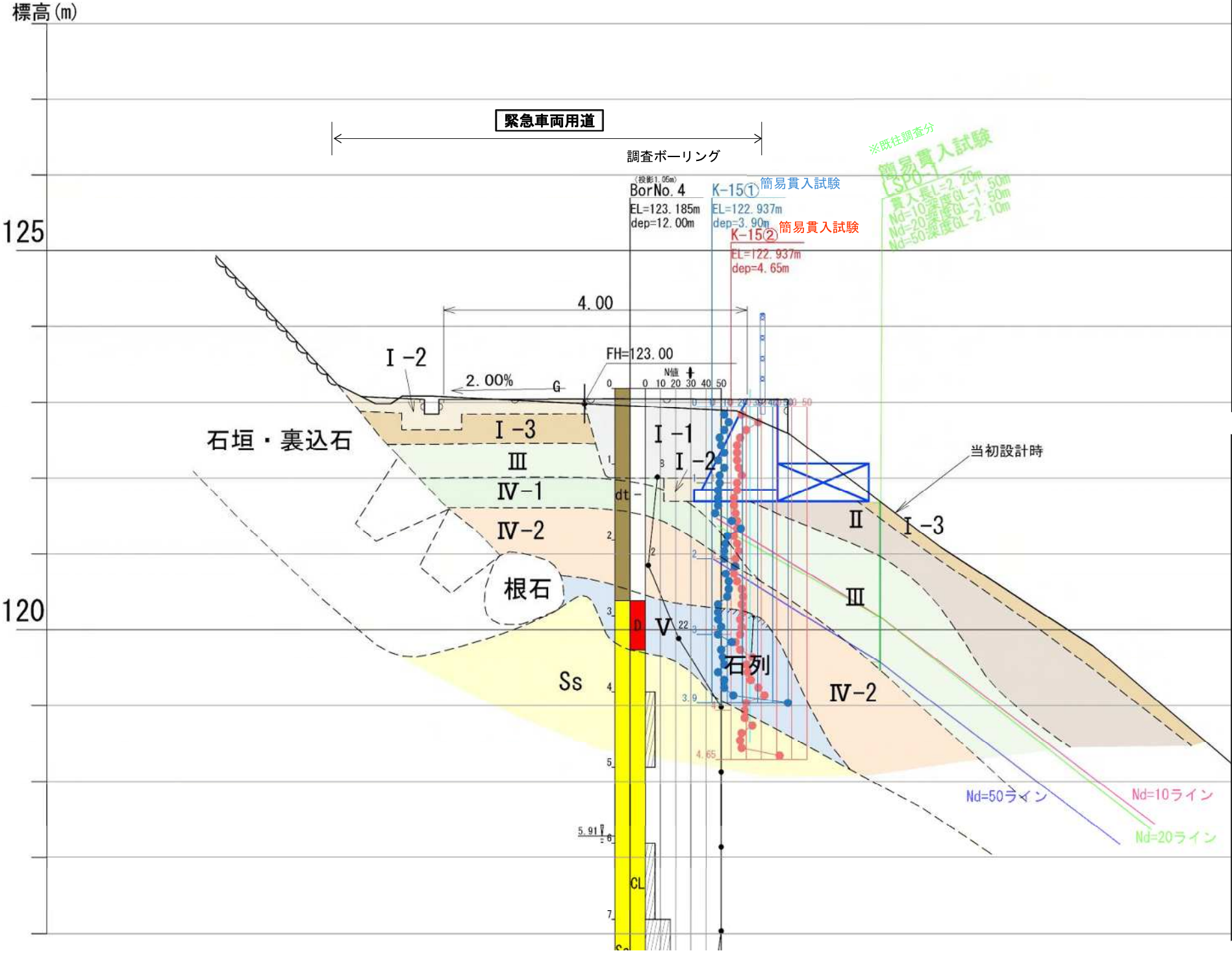


図 3.1.7 トレンチ調査の結果を反映した A-1 測線 (YSP20 近傍) の地質断面図



YSP0 断面



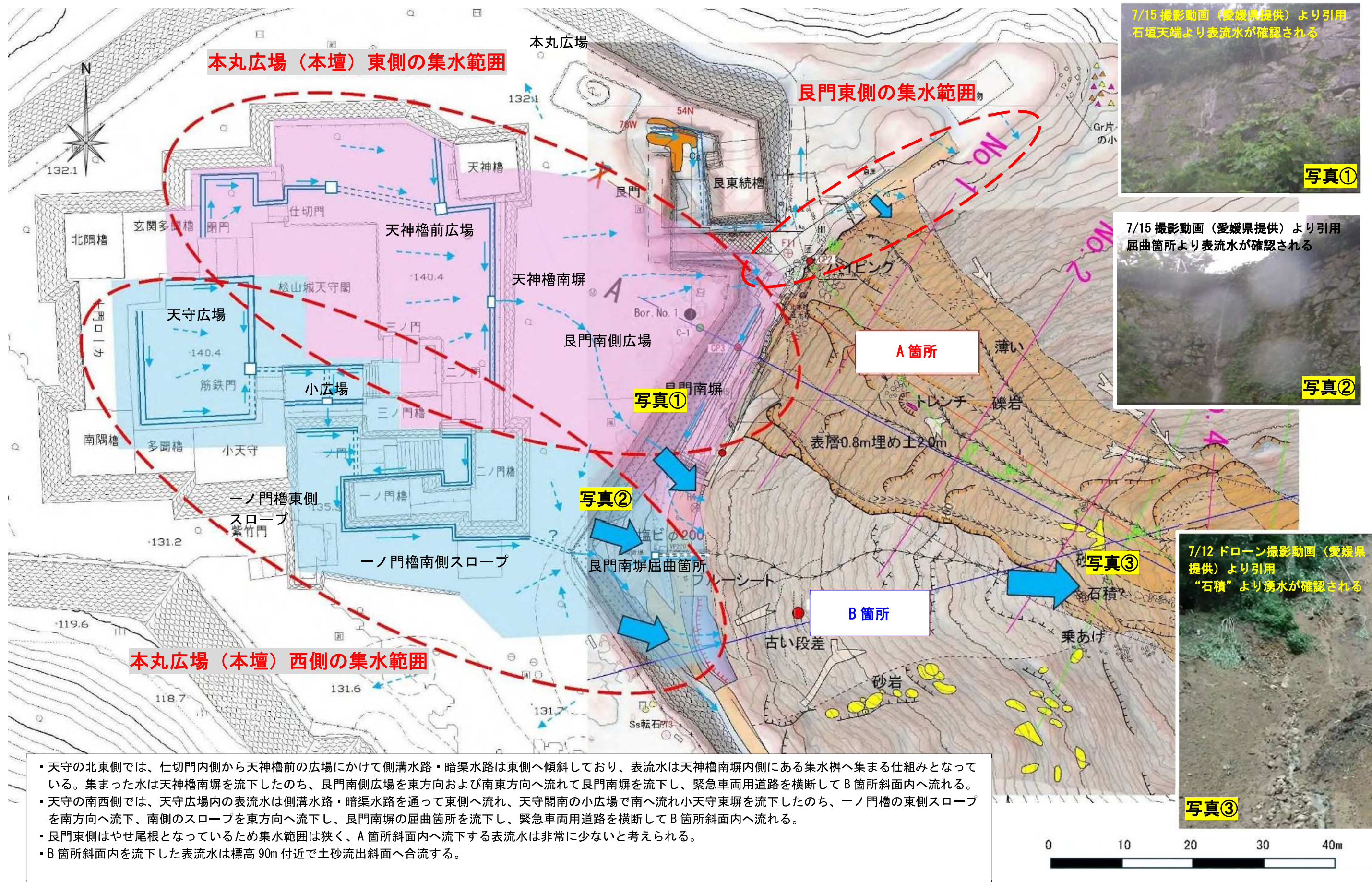
土層区分凡例	
I-1層	2017年(平成29年)の埋設管敷設工事に伴う開削・埋戻し・盛土(道路整地土)。
I-2層	2015年(平成27年)の緊急車両用道路建設工事に伴う盛土、開削・埋戻し土。
I-3層	戦後(昭和20年以降)の盛土(道路整地土)・腐葉土等。 真砂土・粘性土・礫等からなる。
II層	戦前・戦中(主に昭和8年の放火及び同20年の空襲による)の捨土。 花崗岩片が多く瓦を含む。ガサガサで空隙が多い。
III層	江戸時代※から戦前までの盛土(道路整地土)。 褐色風化したシルト岩や砂岩礫を含む。締固めされている。
IV-1層	江戸時代※の天守改築時の盛土(道路整地土)。 粘性土の下位に砂質土がある組み合わせが5〜6層みられる。 上位の粘性土は相対的に固い。締固めされている。
IV-2層	江戸時代※の天守改築時の盛土(造成土)。 天守に分布する和泉層群の礫岩層を掘削した残土と推定される。 3〜10cm程度の角礫が多い。大きな空隙が認められ、全体にゆるい。
V層	江戸時代(慶長期:17世紀初頭)の築城時の盛土(石垣根石を覆う補強材)。 粘土質。締固めされている。
砂岩(Ss)	和泉層群の砂岩。表面は強風化。
礫岩(Cg)	和泉層群の礫岩。表面は強風化。

※ 文献より、寛永期(16世紀中頃)又は嘉永期(19世紀中頃)の2つの可能性が考えられる。

図 3.1.9 トレンチ調査の結果を反映した YSP0 測線の地質断面図

(2) 表流水、地下水状況

- ・ 図 3. 1. 10 は、調査業務②で明らかになった崩壊箇所周辺の集水範囲と流水経路である。松山城の本丸広場で集まった雨水は、広場東側の石垣から落水し、緊急車両用道路を横断し、B 箇所を経由して斜面崩壊箇所の末端（標高 90m 付近）で土砂流出斜面へ合流することが明らかである。
- ・ 調査業務②では、上記の雨水の挙動を表流水解析で再現している。さらに、捨土層を含めた地層構成を考慮した地下水三次元解析により、7 月 12 日の土砂災害発生直前の崩壊斜面の地下水位分布も明らかにした（図 3. 1. 11～図 3. 1. 14 参照）。
- ・ 崩壊箇所の地下水位分布については、7 月 12 日の土砂災害発生直前（午前 2 時）の地下水位が最も高く、図 3. 1. 13 に示すように、崩壊斜面（上流部（上部）斜面）の中腹～斜面末端にかけて地表面付近まで上昇する解析結果となった。



- ・天守の北東側では、仕切門内側から天神櫓前の広場にかけて側溝水路・暗渠水路は東側へ傾斜しており、表流水は天神櫓南堀内側にある集水桝へ集まる仕組みとなっている。集まった水は天神櫓南堀を流下したのち、良門南側広場を東方向および南東方向へ流れて良門南堀を流下し、緊急車両用道路を横断してB箇所斜面内へ流れる。
- ・天守の南西側では、天守広場内の表流水は側溝水路・暗渠水路を通して東側へ流れ、天守閣南の小広場で南へ流れ小天守東堀を流下したのち、一ノ門櫓の東側スロープを南方向へ流下、南側のスロープを東方向へ流下し、良門南堀の屈曲箇所を流下し、緊急車両用道路を横断してB箇所斜面内へ流れる。
- ・良門東側はやせ尾根となっているため集水範囲は狭く、A箇所斜面内へ流下する表流水は非常に少ないと考えられる。
- ・B箇所斜面内を流下した表流水は標高 90m 付近で土砂流出斜面へ合流する。

図 3.1.10 本丸広場（本壇）周辺の集水範囲および流水経路

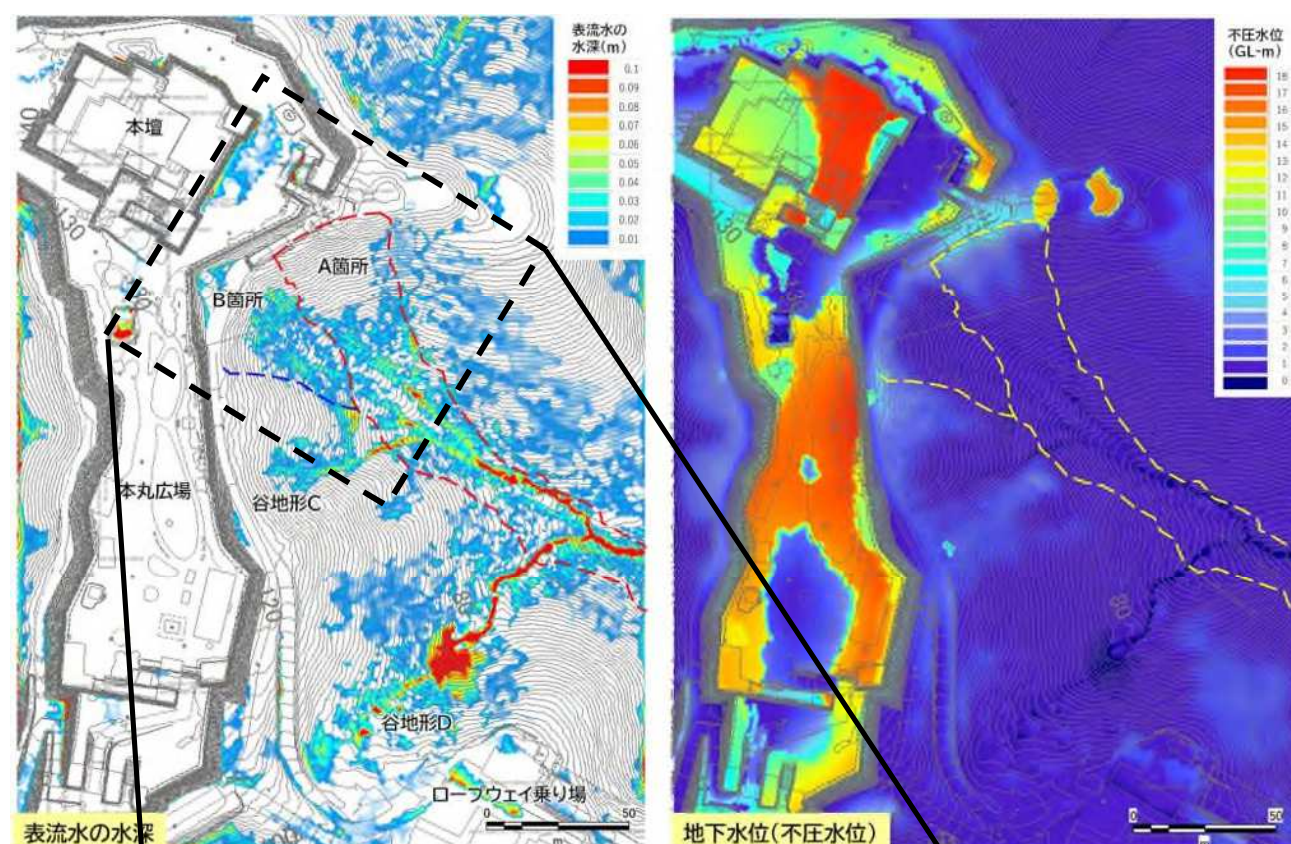


図 3.1.11 地下水解析結果 (1回目の崩壊の発生した 7/12 2:00 時点の降雨条件による予測計算結果)

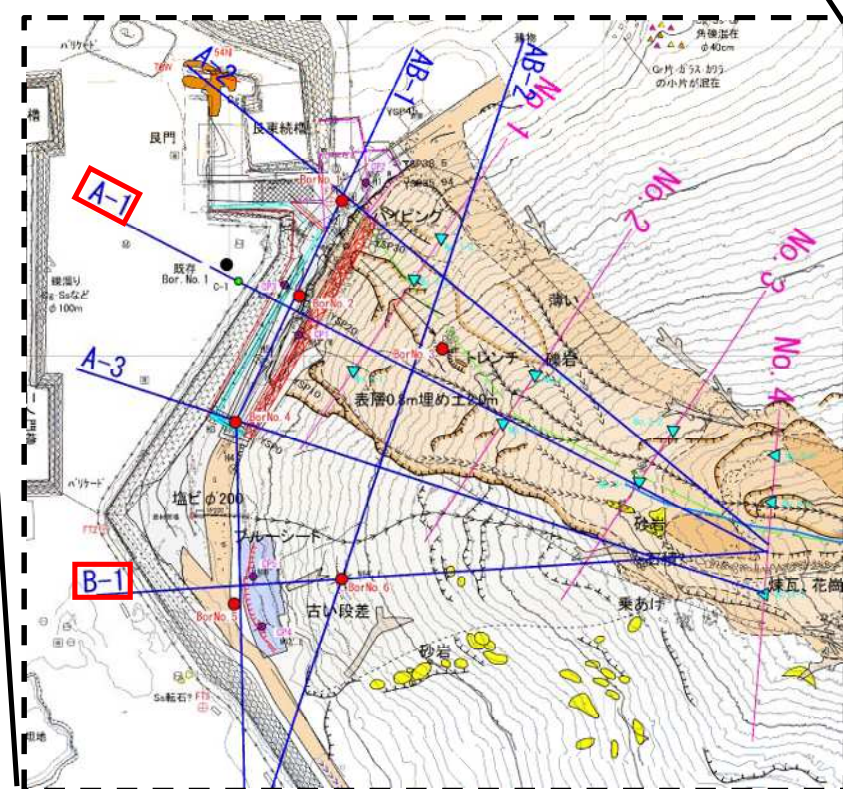


図 3.1.12 検討断面位置平面図

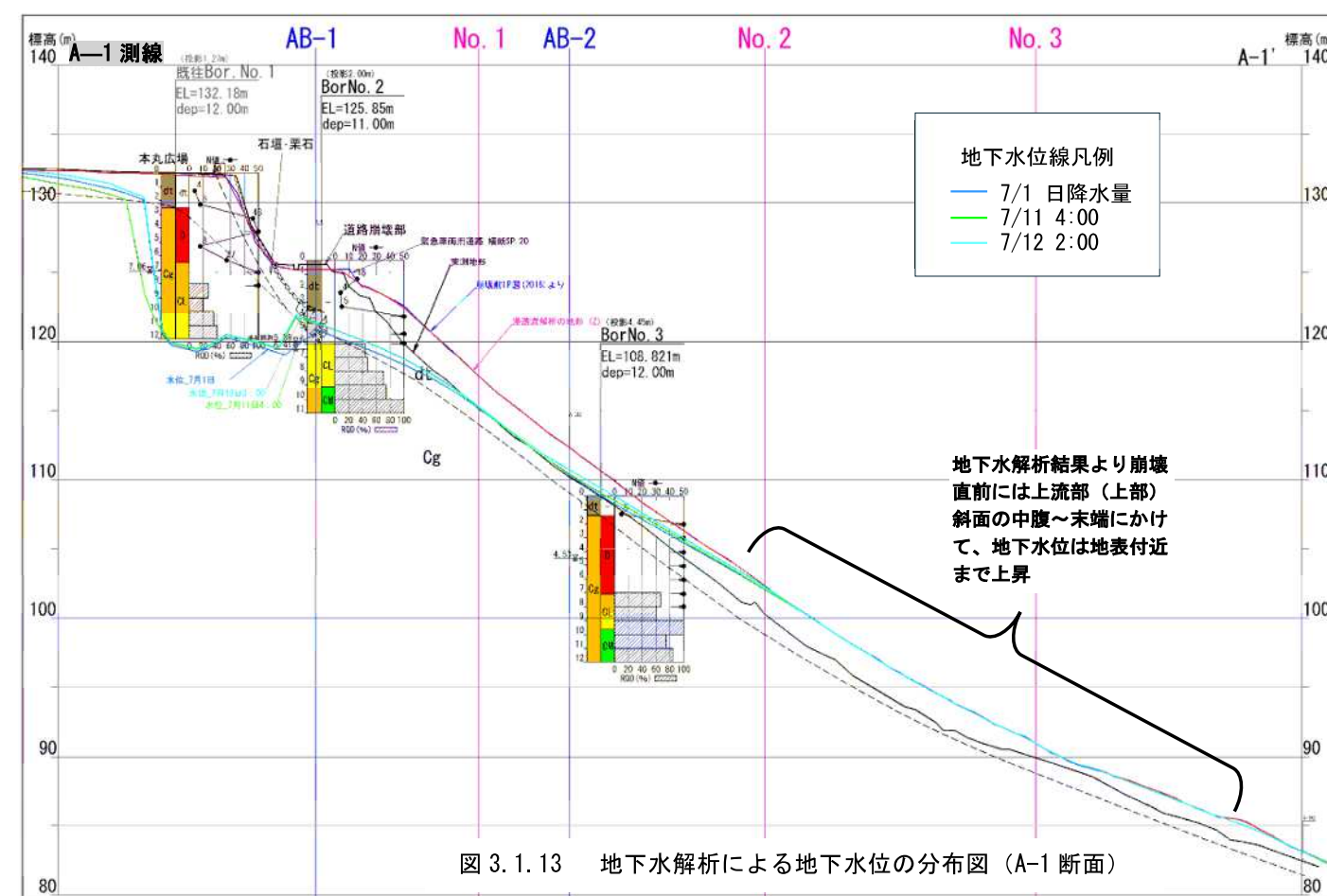


図 3.1.13 地下水解析による地下水位の分布図 (A-1 断面)

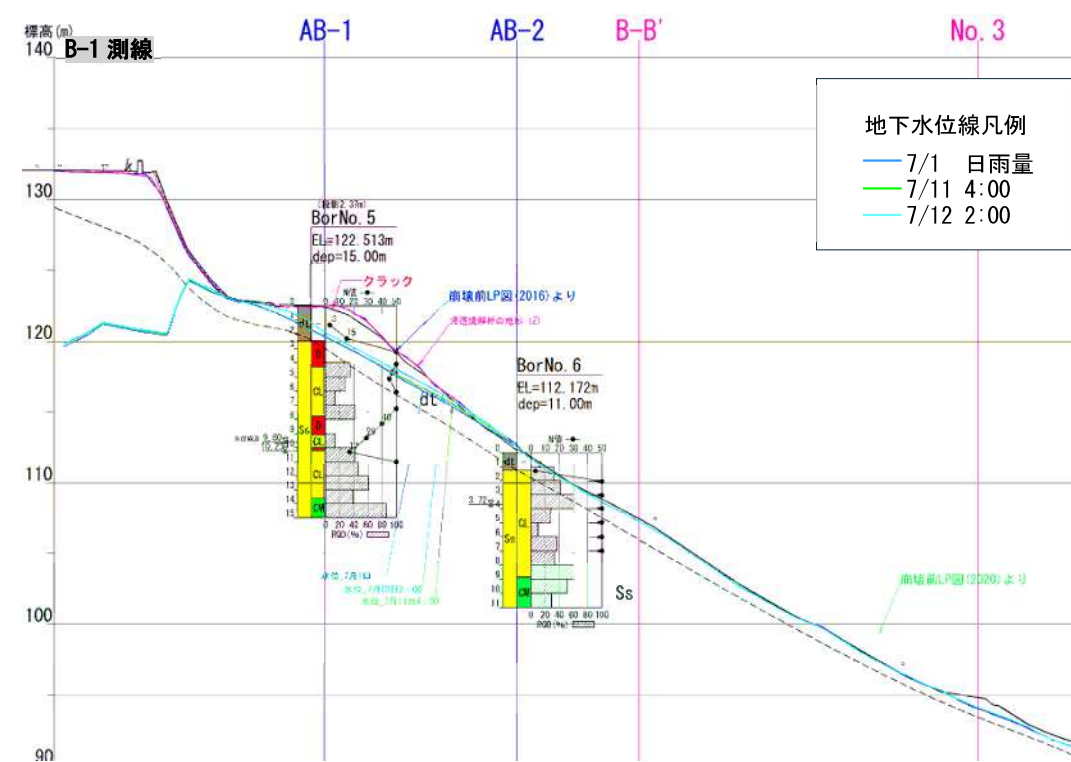


図 3.1.13 地下水解析による地下水位の分布図 (B-1 断面)

3.1.2 土砂災害の素因と誘因

調査業務②で整理された土砂災害の素因と誘因を表 3.1.1 にまとめる。

今回の災害の素因は複数存在し、それらが単独あるいは複合して作用した可能性が高い。ここで、主要な災害発生要因としては、松山市緑町土砂災害技術検討委員会での結論で明らかにように、次のとおりといえる。

- ・ 軟質で降雨浸透や荷重増加により不安定化しやすい捨土層の存在
- ・ 捨土層上に成長し、斜面への荷重増加に寄与した巨木の存在
- ・ 斜面周辺から捨土斜面への流入水（浸透水、地表水、地下水）

恒久対策設計にあたっては、捨土層や表流水、地下水対策などを含め、表 3.1.1 に示した全ての素因・誘因の他、災害発生後の二次災害も防止する必要があり、漏れなく対処することが求められる。この場合、斜面崩壊～土砂流出が発生した上流部（上部）に加えて、流出土砂が堆積し不安定化する可能性のある上流部（下部）～下流部も含めて検討する。

表 3.1.1 土砂災害発生素因・誘因及び発生後の現状課題
(調査業務②より抜粋、加筆)

区 分	内 容
土砂災害発生素因・誘因	
素 因	軟質な捨土の分布
	経年劣化による地盤の強度低下
	表層の浸食による不安定化
	樹木の成長による荷重増加
	伐採による根系の抵抗力低下
	道路擁壁施工による荷重増加
誘 因	降雨による土砂荷重の増加
	排水機能の低下
	降雨による間隙水圧の増加
土砂災害発生後の現状課題（二次災害）	
堆積した土砂の流出	
土砂流出した際に浸食をうけた裸地部の不安定化	
合流する谷地形からの土砂流出	

3.1.3 設計条件

(1) 地盤、地下水条件

- ・ 一連の調査結果を踏まえ、上流部（上部）斜面部分の A 箇所、B 箇所それぞれの主測線断面における地盤条件、地下水条件を図 3.1.15、図 3.1.16 に示す。
- ・ 図中には、設計に採用するにあたっての地盤、地下水条件について記載した。
- ・ 表流水対策にあたっての現状の表流水の条件（表流水の流下ルート）については、図 3.1.10 に基づくこととした。
- ・ 上流部（下部）～下流部についての設計条件は、前述している応急対策工検討と同じとした。

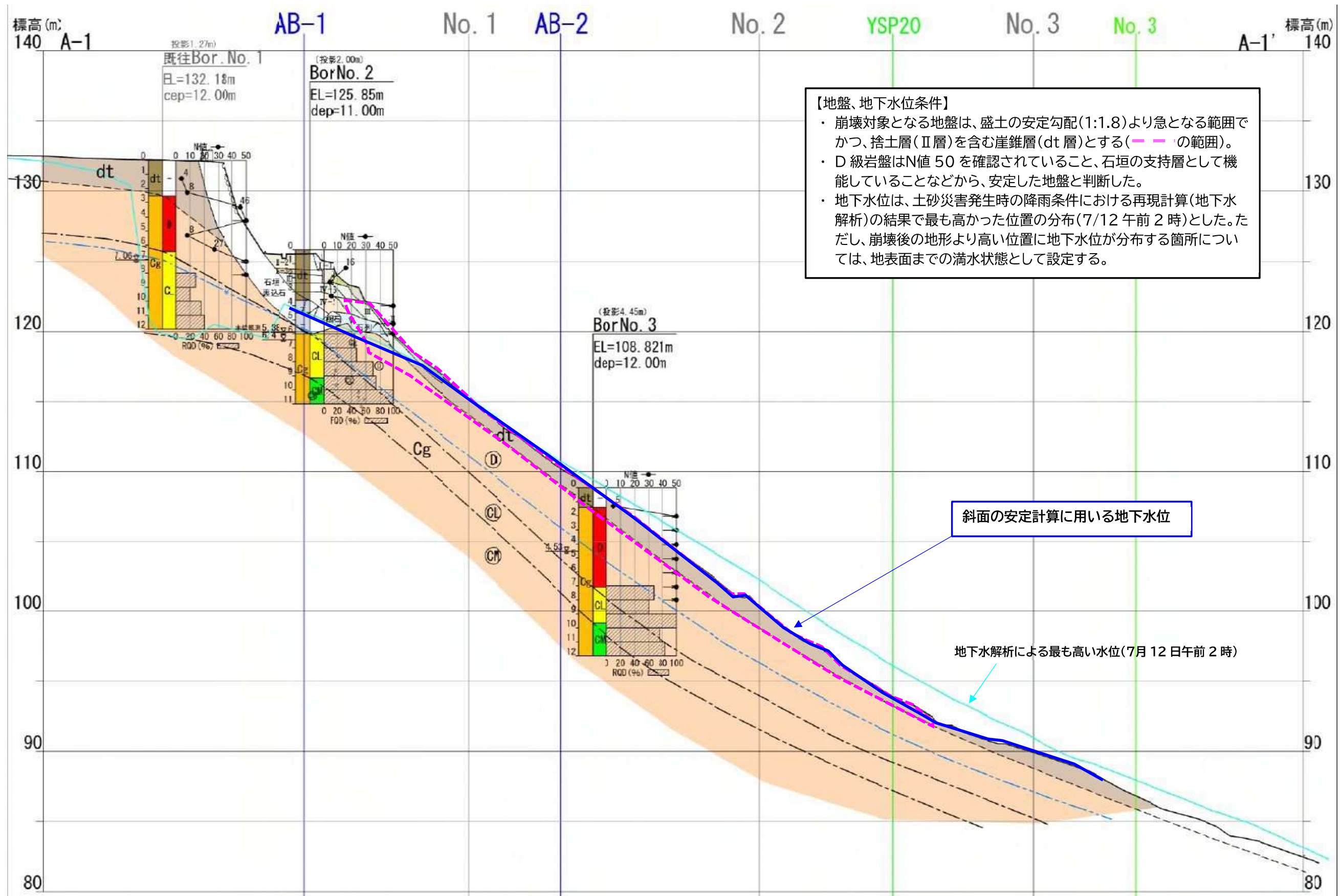


図 3.1.15 設計に採用する地盤、地下水条件 (A箇所、A-1断面)

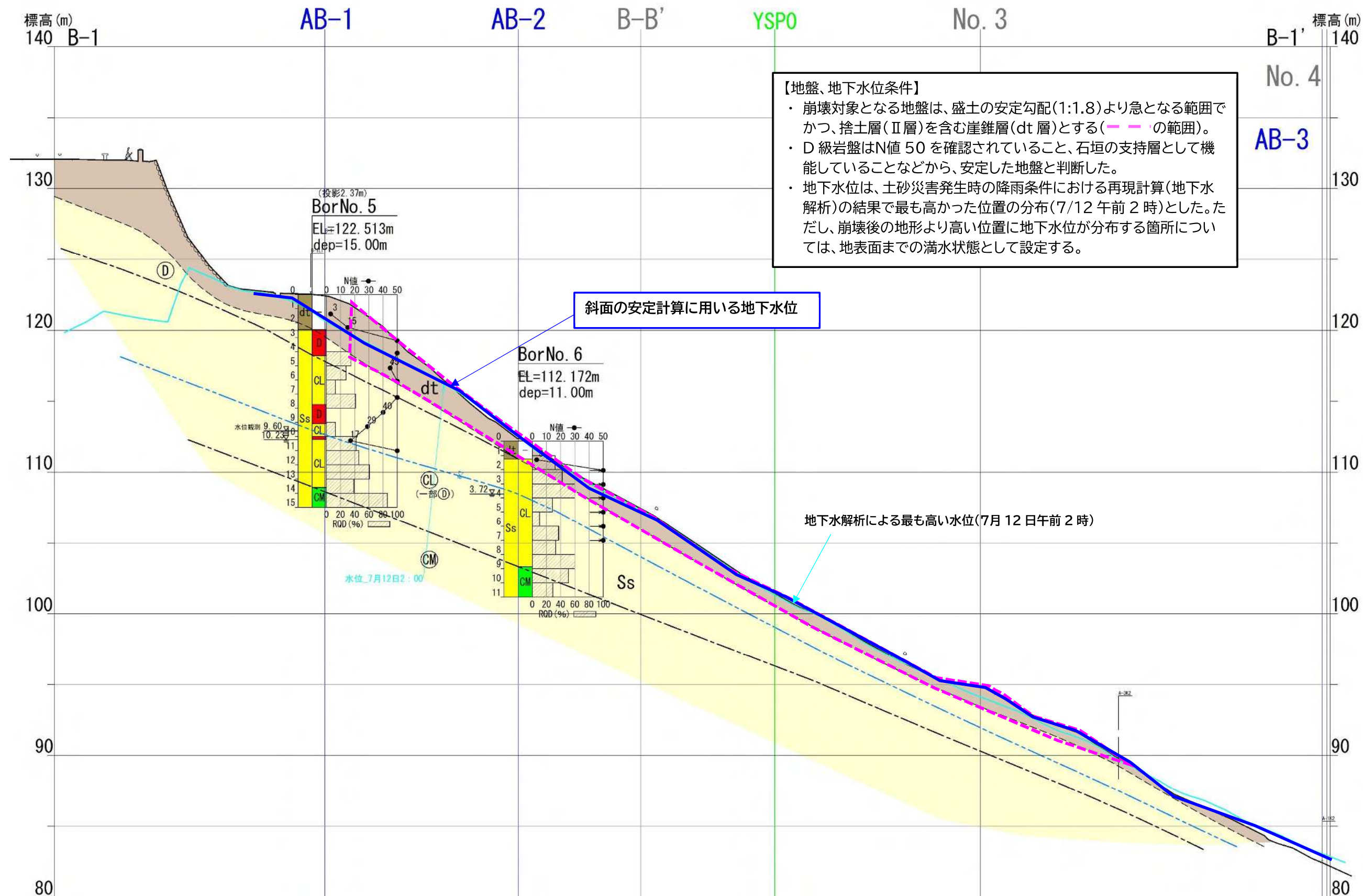


図 3.1.16 設計に採用する地盤、地下水位条件 (B 箇所、B-1 断面)

(2) 土質条件（土質定数）

- 安定計算等に採用する土質条件（単位体積重量、強度定数 $c \phi$ ）については、調査業務①に示すボーリング調査や室内土質試験結果に基づき、調査業務②において、以下のとおり決定した。
- 湿潤単位体積重量（湿潤密度）は、土質試験で得られた乾燥密度、初期含水比に基づき設定した（表 3.1.2）。採用する湿潤単位体積重量の値は、湿潤密度の平均値約 2.0g/cm^3 を踏まえ 20kN/m^3 とした。
- 強度定数 $c \phi$ は、現地より採取した供試体試料に基づく三軸圧縮試験（圧密排水（CD）試験）結果による図 3.1.17 と原位置試験（ペーン・コーンせん断試験）結果も踏まえ、以下のとおりとした。なお、試料採取位置などについては、図 3.1.18～図 3.1.22 を参照されたい。

粘着力 $c : 7.0\text{kN/m}^2$
内部摩擦角 $\phi : 34^\circ$

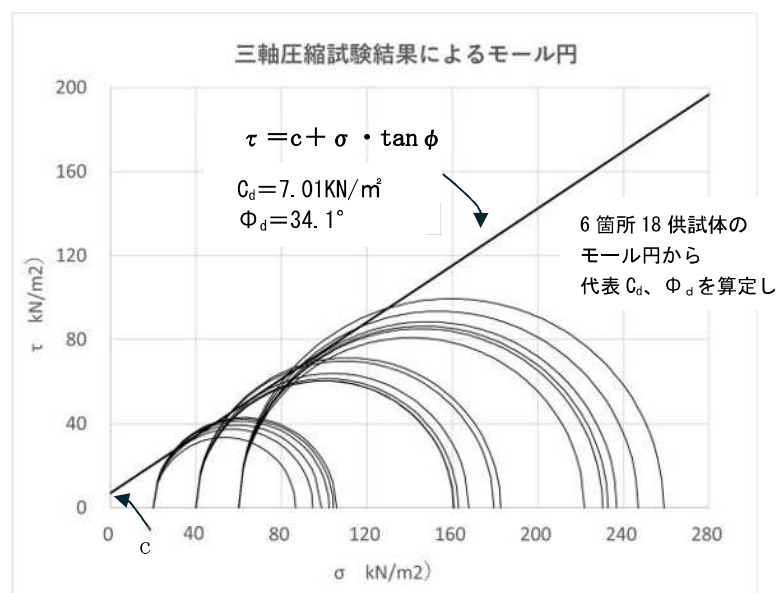


図 3.1.17 複数のモール円を包含する破壊包絡線からの強度定数 $c \cdot \phi$ の算出結果

ただし、これらの土質定数を使用して繰り返し円弧計算を実施すると、現況安全率は 1.2 を超えてしまうため、安全側を考慮し、現況安全率を 1.00 と再設定し粘着力 c を逆算法によって求め、計画安全率 1.2 を満足する対策の検討を実施した。

詳細な設計条件については 3.2 章アンカー付き場所打ち法枠工詳細設計で示す。

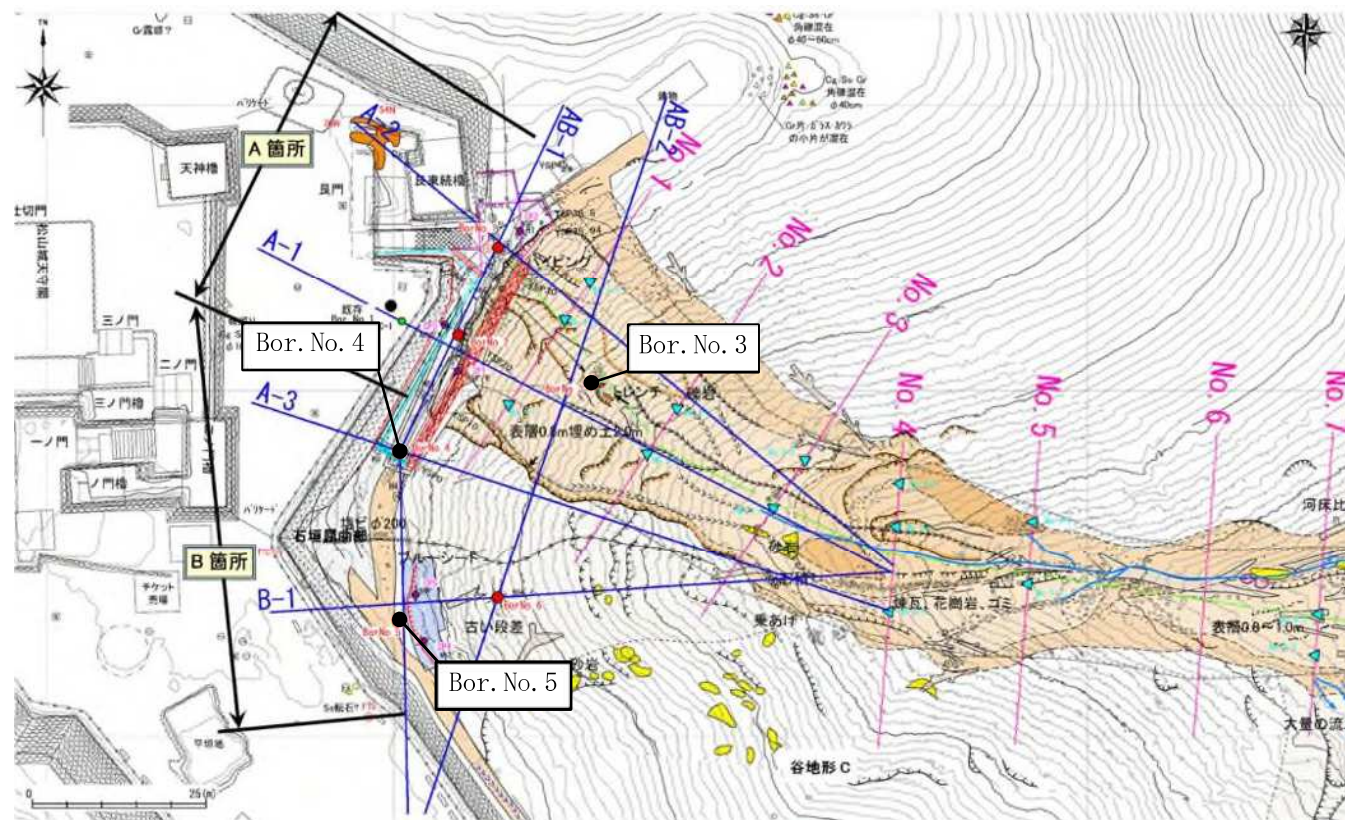


図 3.1.18 室内試験試料採取したボーリング調査位置（平面図）

表 3.1.2 室内試験結果とりまとめ一覧

ボーリング番号	No.3		No.4		No.5	
試料番号	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	5-2
試料採取深さ	0.4～1.4m	0.4～1.4m	0.5～1.5m	1.5～2.4m	0.5～1.5m	0.5～1.5m
■乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)						
測定値	1.703	1.616	1.565	1.595	1.744	1.818
	1.708	1.613	1.56	1.603	1.749	1.822
	1.721	1.625	1.58	1.592	1.754	1.824
平均値	1.711	1.618	1.568	1.597	1.749	1.821
■初期含水比w(%)	20.0	22.3	25.4	24.6	19.3	17.2
□湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	2.05	1.98	1.97	1.99	2.09	2.13
※ $\rho_t = \rho_d \times (1 + w/100)$					平均値 2.03	
■粒度						
礫分(%)	32.1	28.7	52.3	50.1	31.2	36.6
砂分(%)	34.7	39.6	29.2	32.7	39.8	37.2
細粒（粘土・シルト）分(%)	33.2	31.7	18.5	17.2	29.0	26.2
最大粒径(mm)	26.5	19	26.5	26.5	53	37.5
■三軸圧縮試験（CD）						
粘着力c(kN/m ²)	7.11	13.03	9.59	3.07	8.79	6.21
内部摩擦角 ϕ (°)	32.9	29.4	33.8	35.2	32.6	36.2

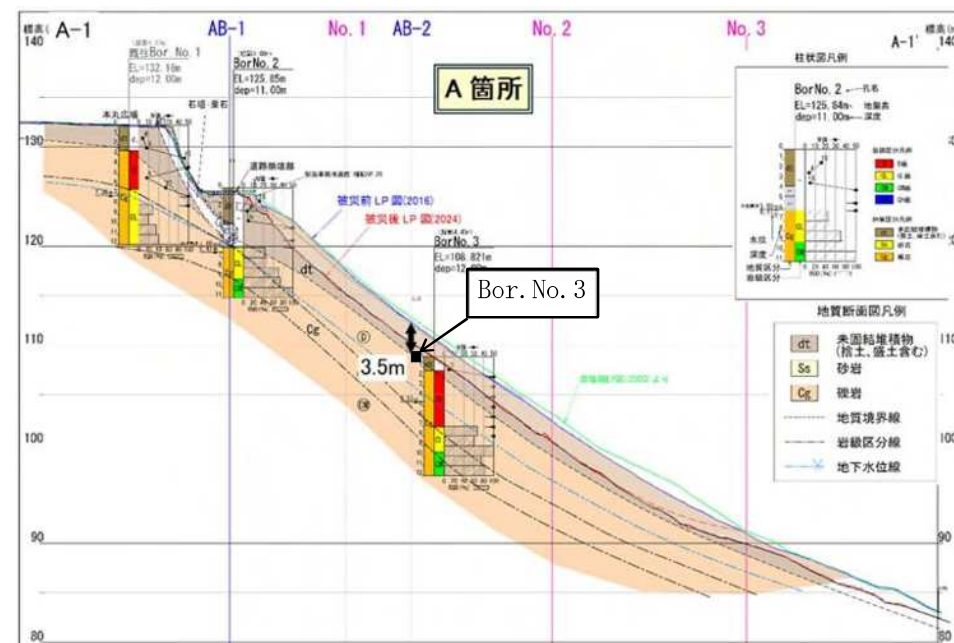


図 3.1.19 室内試験試料採取したボーリング調査位置（A-1 断面）

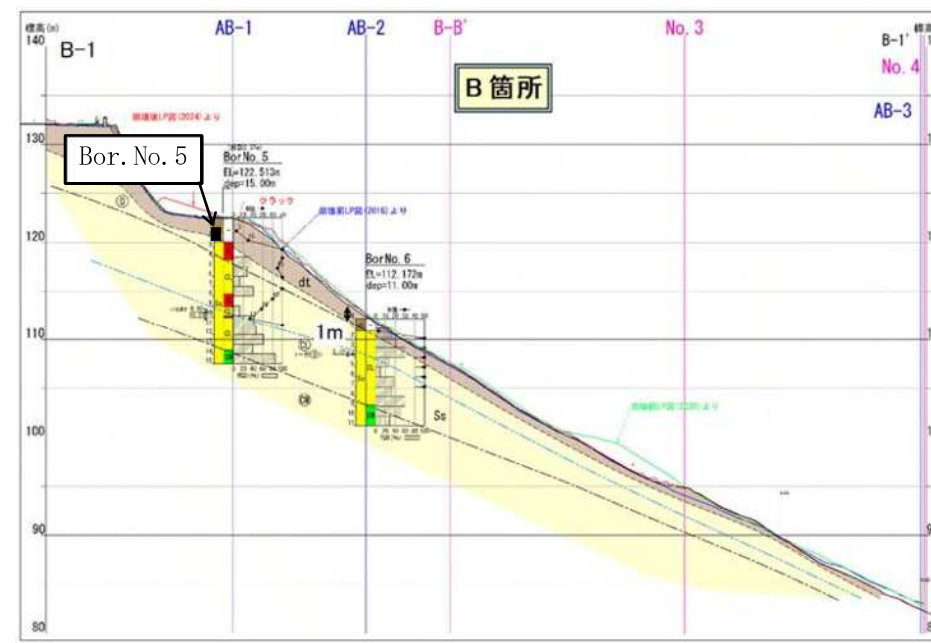


図 3.1.20 室内試験試料採取したボーリング調査位置（B-1 断面）

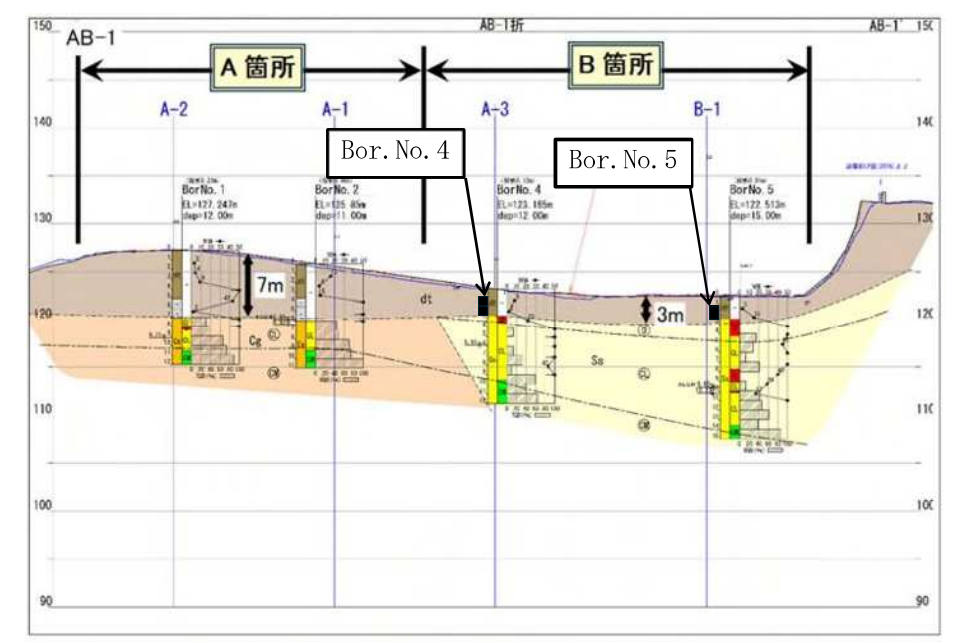


図 3.1.21 室内試験試料採取したボーリング調査位置（AB-1 断面）

3.1.4 対策工検討における留意点と対策方針

恒久対策設計にあたっては、その安全性、経済性、施工性について基本的に勘案するとともに、土砂災害が発生したエリアにおいて、再発防止のための素因・誘因を取り除き、かつ二次災害防止も留意する必要がある。このような観点で、表 3.1.3 に対策工検討に際して留意すべき点を整理するとともに、留意点を踏まえた対策方針をまとめた。

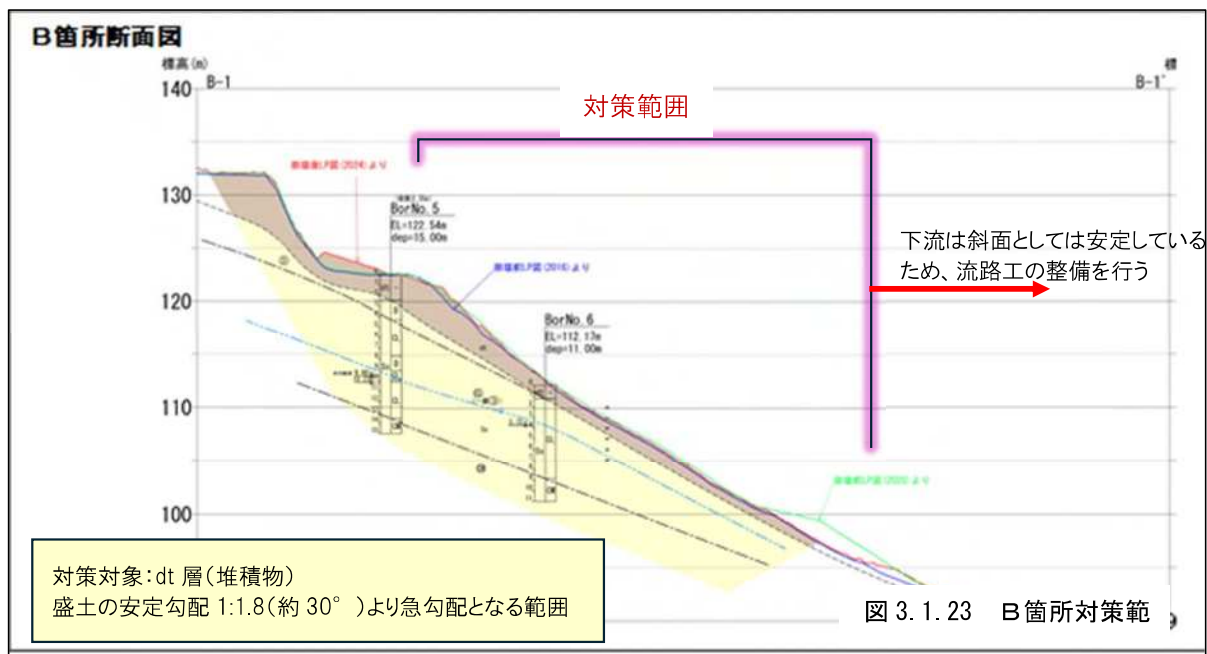
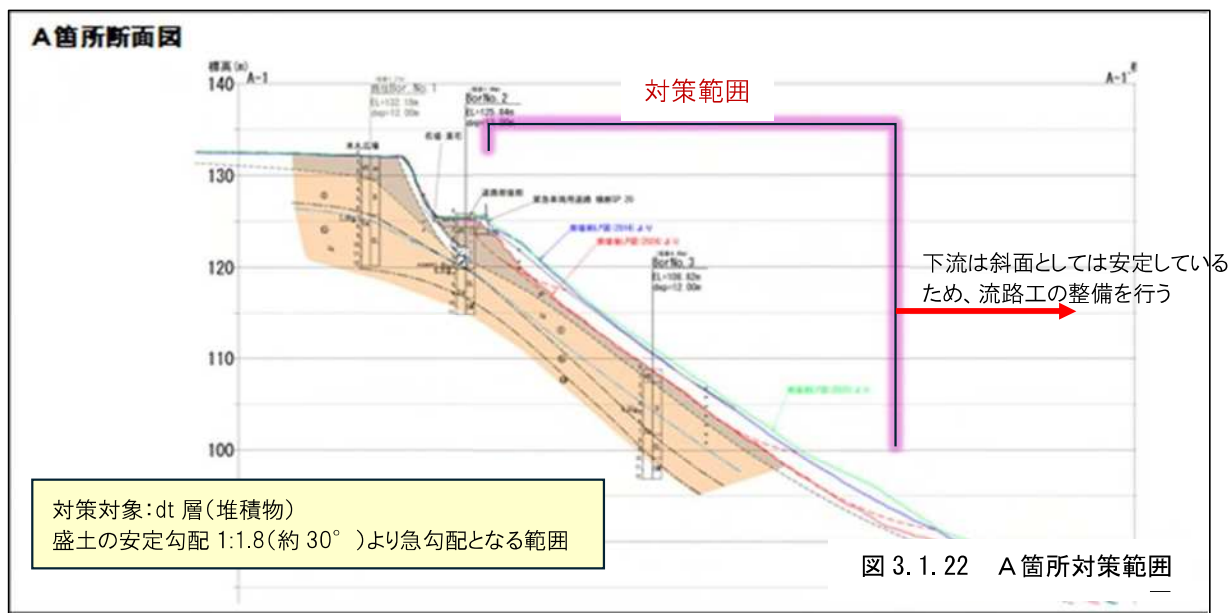
被災箇所を含む城山公園一帯は、松山城を始めとして、その建造物や樹林は文化財として史跡指定されている。そのため、表 3.1.3 に記載したように、再発防止の対策設計にあたり文化財保護の観点も留意することとした。

表 3.1.3 恒久対策工検討に際して留意点と対策方針

区 分	内 容（留意点）	対策方針
土砂災害発生の素因・誘因		
素 因	軟質な捨土の分布	斜面に残っている捨土層分布を考慮した 斜面の補強対策
	経年劣化による地盤の強度低下	
	表層の浸食による不安定化	
	樹木の成長による荷重増加	巨木化する可能性のある高木の伐採・剪定
	伐採による根系の抵抗力低下	抵抗力低下を補う斜面の補強対策
	道路擁壁施工による荷重増加	復旧時の斜面への道路施工の影響軽減 （材料の軽量化などの斜面への荷重負担軽減）
誘 因	降雨による土砂荷重の増加	斜面周辺の雨水排水処理及び斜面内の地下 水排除
	排水機能の低下	
	降雨による間隙水圧の増加	
土砂災害発生後の二次災害		
堆積した土砂の流出		堆積土砂の浸食、洗堀防止、周辺の雨水排水処理、土砂移動の防止処置
土砂流出した際に浸食をうけた裸地部の不安定化		植生の早期回復
合流する谷地形からの土砂流出		雨水、土砂流出による洗堀防止
史跡保全（文化財保護）		
石垣等城郭建造物への影響		石垣（石垣末端の「根石」含む）への影響回避
景観への配慮		対策工施工後の景観（植生）回復

3.1.5 対策配置

本復旧に向けて、A・B箇所対策範囲を設定を図3.1.22～24に整理した。



平面配置は、図 3.1.1 で設定した A 箇所、B 箇所の範囲とし、図 3.1.24 の通り設定した。

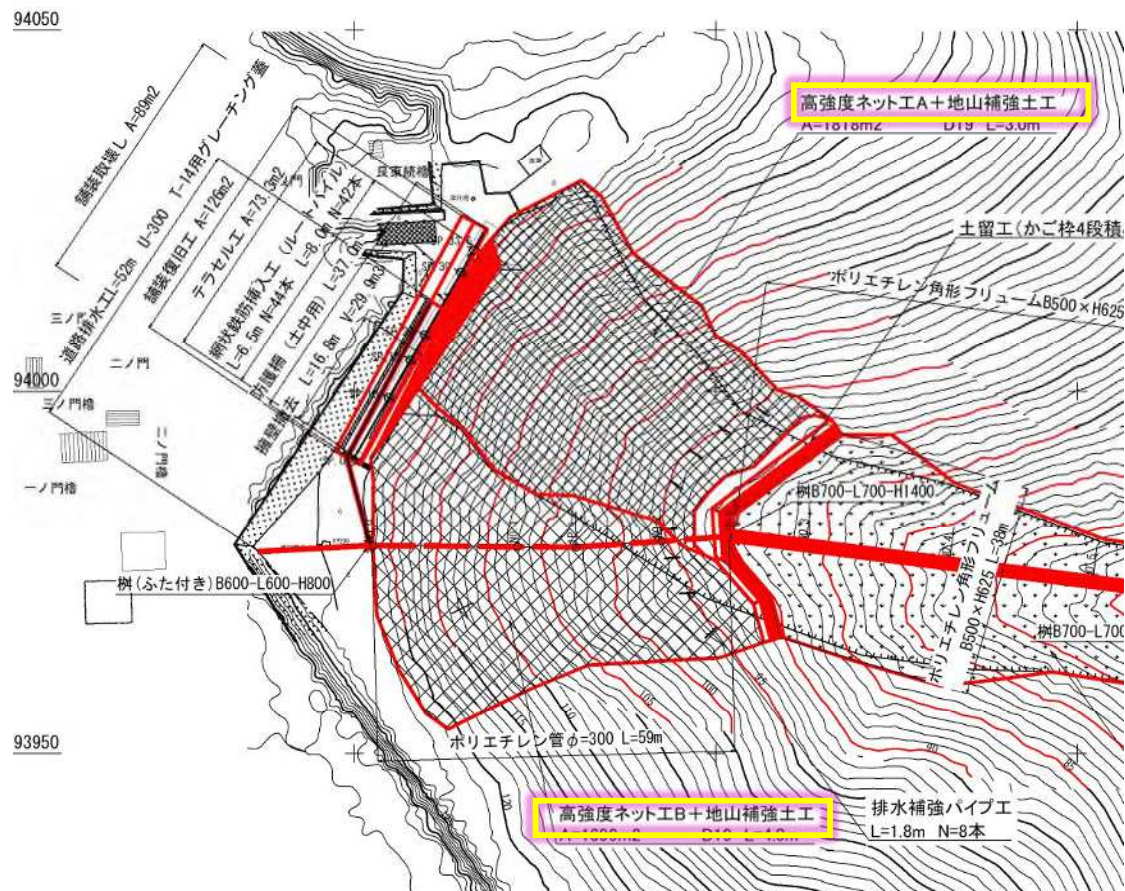


図 3.1.24 斜面崩壊範囲対策範囲図

3.1.6 比較検討

斜面崩壊対策工の一次選定では、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 令和元年5月 一社）全国治水砂防協会」に記載されている工種を基に絞り込みを行い、「地山補強土工」を採用することとした。

表 3.1.4 対象斜面に対する各工種の適用性

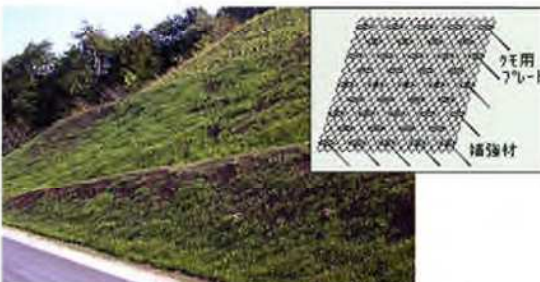
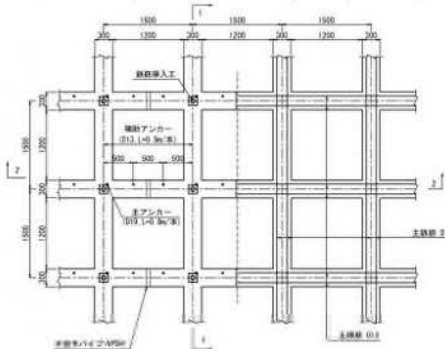
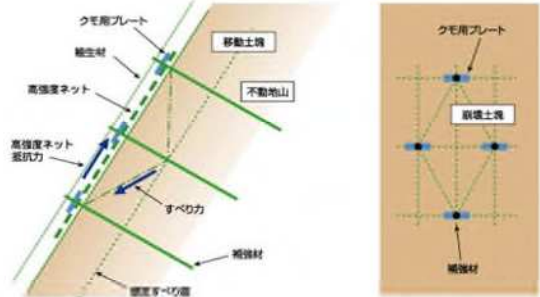
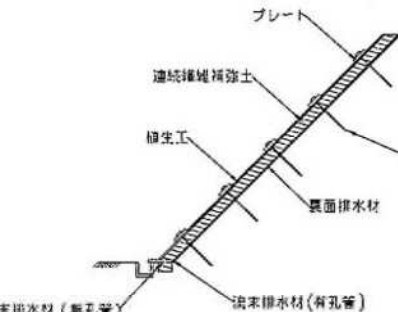
対策工法	当地区への適用性	総合判定
待ち受け工 (土砂止め工)	史跡保護: 崩壊が進行することで史跡である石垣が不安定になるとともに緊急車両用道路が通行不能となる ⇒ ×	史跡保護の観点からは不適と判断されるが、谷地形 C～F の土砂流出防止を目的とした対策は人家保全の観点からは有効 △
	人家保全: 各谷地形の出口に設置することで人家への土砂流出が抑制可能であるため人家保全の観点からは適する ⇒ ○	
切土工	史跡保護: 安定勾配での切土は緊急車両用道路が機能不全になること、城壁を不安定化させる恐れがあり不適 ⇒ ×	人家保全の観点からは適すると判断されるが、史跡保護の観点からは不採用。 ×
	人家保全: 不安定な土塊を除去できることから人家保全の観点からは適する ⇒ ○	
アンカー工	史跡保護: 不安定な土塊を抑止できるが対象とする土砂厚が 1m～3m 程度と比較的薄いことから不経済となり不適 ⇒ △	地山補強土工で対応出来る規模であるため、不経済となり不採用 △
	人家保全: 同上 ⇒ △	
地山補強土工	史跡保護: 不安定な土塊を抑止でき、対象とする土砂厚から最も適する ⇒ ○	不安定斜面の崩壊防止対策として最も有効 ◎
	人家保全: 同上 ⇒ ○	
杭 工	史跡保護: 不安定土塊に杭を打設する対策であるが、対象とする土砂厚が 1m～3m 程度と比較的薄いことから中抜け、抜け上がりが懸念され不適 ⇒ ×	層厚の薄い不安定斜面の抑止対策としては適さないため不採用 ×
	人家保全: 同上 ⇒ ×	
地下水排除工	史跡保護: 地下水が誘因の 1 つであることから斜面安定性の向上が期待できる ⇒ ○	誘因の 1 つである地下水排除工は対策として有効 ○
	人家保全: 同上 ⇒ ○	
流路工	史跡保護: 城郭からの雨水排水路として有効 ⇒ ○	新たな不安定な斜面を発生させない対策として有効 ○
	人家保全: 側方侵食を抑制することで新たな不安定土砂を生産しないことが期待できる ⇒ ○	

地山補強土工は（モルタルまたはセメントミルク内に鉄筋等の芯材を配置したもの）を地山に配置し、主に補強材の引張力によって切土のり面や斜面を補強する工法である。

地山補強土工の頭部には受圧板といわれる反力体が設置されるが、その形式によって様々な製品が存在するため比較検討によって受圧板の形式を選定する。

比較対象とした受圧板は、在来工法である「吹付法枠工」、対策後に目立ちにくいワイヤーやネットを用いた「クモの巣ネット」、長繊維補強材を用いた「連続繊維補強土工」の 3 工種とした。検討の結果、松山城においても実績の多い、「クモの巣ネット」を採用することとした。

表 3.1.5 対策工法比較表

工 法	第1案:吹付法枠工+鉄筋挿入工						第2案:クモの巣ネット工法						第3案:連続繊維補強土工+鉄筋挿入工								
	【従来工法】						NETIS:【KT-020056-VE】						NETIS:【KT-980183-VE】								
対策工概略図																					
																					
工法概要	・補強材を法面に配置し補強材の引張抵抗力、せん断抵抗力、曲げ抵抗力などで崩壊を抑制する工法。 ・法枠を併用するため面的に抑止可能で、表層崩壊も含め抑止効果に優れる。						・防食性に優れた高強度ネットにより面保護を行い、クモ用プレート及び補強材により斜面崩壊を抑制する工法。 ・植生の基礎工にもなり、落石予防工としても効果が期待できる。						・補強材を法面に配置し補強材の引張抵抗力、せん断抵抗力、曲げ抵抗力などで崩壊を抑制する工法。緑化および風化・浸食防止のため法面全面を連続繊維補強土工で覆う。								
概算工費	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額			
	吹付法枠工	b300×h300	m	1,243	14,900	18,520,700	クモの巣ネット工法		m2	1,000	12,700.0	12,700,000	連続繊維補強土工		m2	1,000	13,200.0	13,200,000			
	植生マット工	多機能フィルター	m2	1,000	2,500	2,500,000	植生マット工	多機能フィルター	m2	1,000	2,500	2,500,000	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000			
	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000	植生マット工		m2	1,000	2,500	2,500,000			
	直接工事費						¥48,610,700	直接工事費						¥42,790,000	直接工事費						¥43,290,000
			経済比率	1.136					経済比率	1.000					経済比率	1.012					
施工性	・吹付のためのプラントが必要となるため、施工は設置できるプラント数によって縛られる。1パーティーでの比較では最も施工日数は少なくなるが、他案に比べると複数パーティーを入れることが困難となるため、実施工程は長くなる。勾配が急になると、枠内からの落石が発生する恐れがある。						△	・人力での横持ちが可能な軽量かつ柔軟性に富む材料を使用するため、材料の移動が容易で且つ、使用機械も軽量で施工性に優れ、種々の現場条件に適用できる。また、法面成形など不要で斜面を荒さずに施工できる。						◎	・連続繊維補強土の築造は、吹付施工で行われる。繊維は、専用機によって供給され、斜面に対して一定の角度で均質に混合される。吹付施工であるため自由度が高く、凹凸のある地形や既存木のある地形でも施工が可能である。ただし吹付プラントが必要となるため、増やせる施工パーティー数は限られ、実施工程は長くなる。						△
施工日数 (1パーティー)	5.5ヶ月						○	6.1ヶ月						◎	7.3ヶ月						○
景観性	・コンクリート面が露出するが、枠内を植生することによりある程度景観に配慮可能である。						○	・使用資材が目立たない構造であるため、植生が繁茂すれば景観に与える影響はない。						◎	・斜面を連続繊維補強土工で覆い植生を行うため、景観は損なわれない。						◎
経済性	・3案中、最も経済性に劣る。						△	・3案中最も経済性に優れる。						◎	・第2案に比べ、若干経済性に劣る。						○
維持管理	・基本的には維持管理は不要となる。						◎	・基本的には維持管理は不要となるが、流水がある箇所については塗膜の剥がれなどによる補修が必要となる。						○	・基本的には維持管理は不要となる。						○
史跡における実績	・コンクリートが露出することから景観性に劣り史跡における実績は少ない						△	・全国的に実績が多く、松山城における実績も多い。						◎	・全国的な実績はあるものの、松山城における実績は少なく、対策効果が低かった。						○
総合評価								文化庁との協議の結果、景観性に優れる本案を採用する。						採用							

3.2 アンカー付場所打ち法枠詳細設計

3.2.1 設計条件の整理

1) 検討モデル

検討に用いるモデル断面は、A 箇所の代表断面である A-1 断面と、B 箇所の B-1 断面とする。

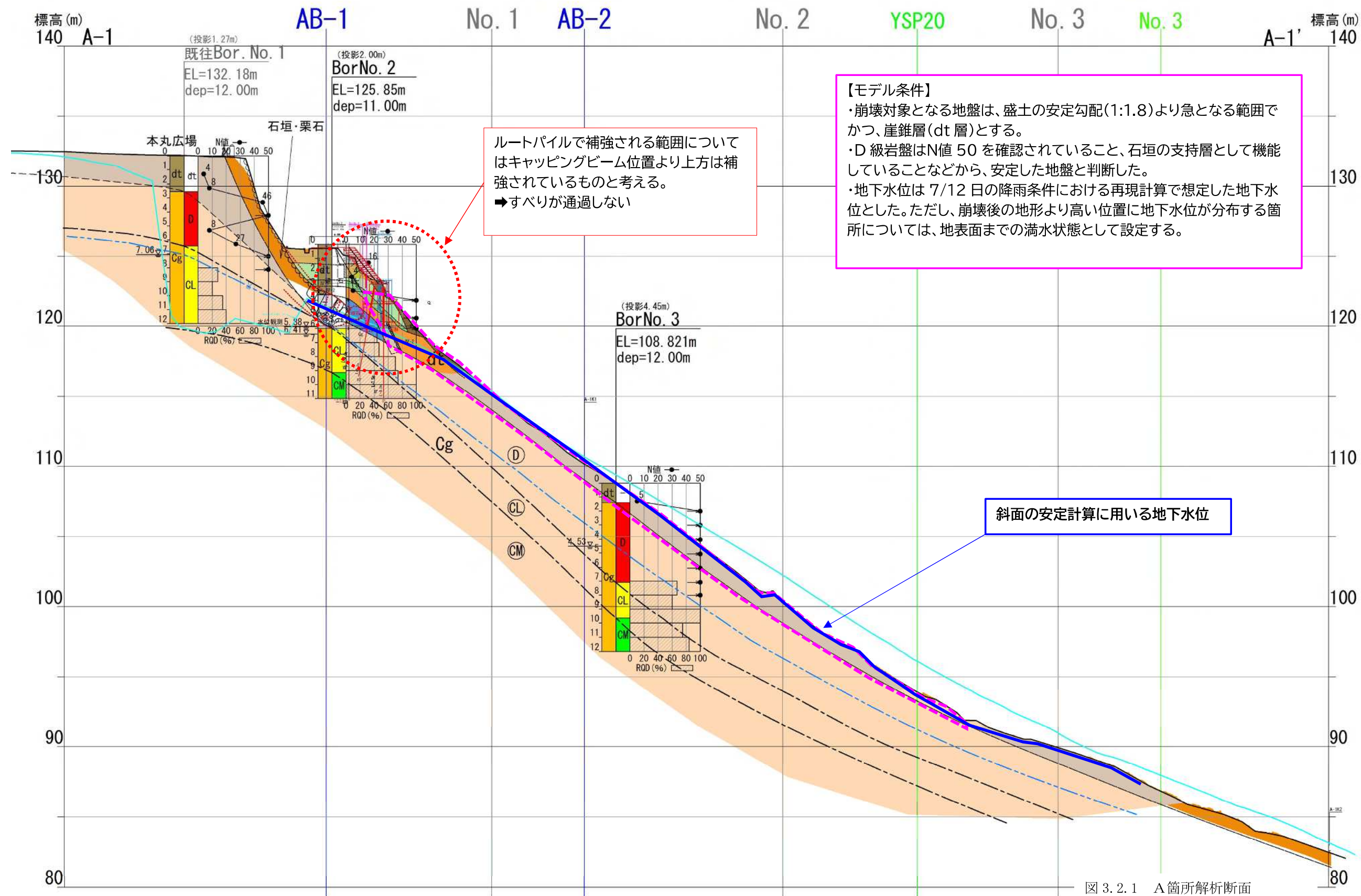


図 3.2.1 A 箇所解析断面

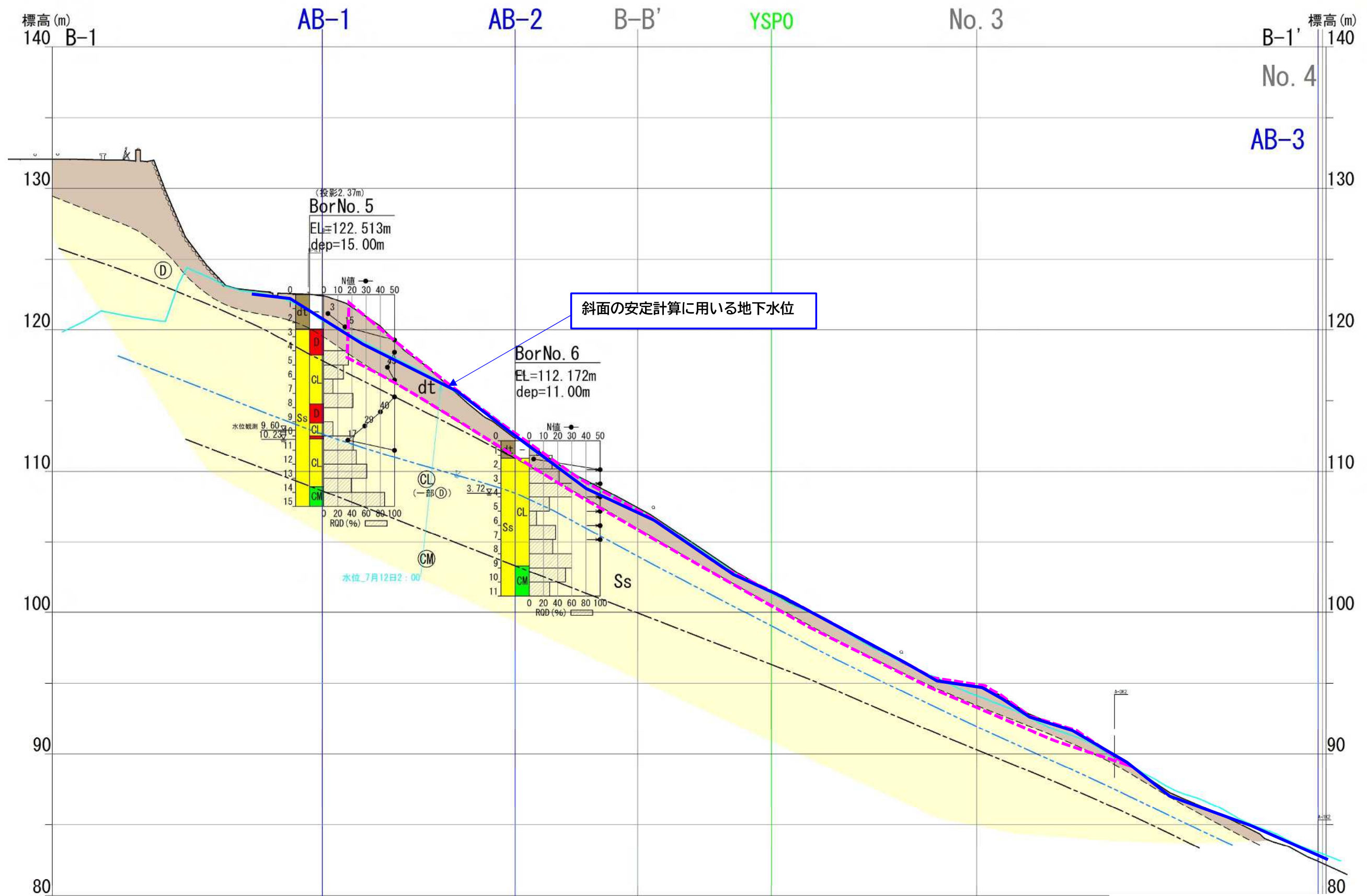


図 3.2.2 B箇所解析断面

2) 土質定数の設定

安定計算に用いる土質強度定数は、これまで実施した室内試験の結果を踏襲し、地下水位は浸透流解析によって得られた最高水位として以下のとおり設定する。

なお、粘着力は崩壊後の現況地形において対象斜面は安定していることから、現況安全率を $F_s=1.0$ と設定し、逆算法によって算出することとした。

表 3.2.1 安定解析検討条件

項 目	単 位	数 値	備 考
単位体積重量 γ_t	kN/m ³	20.0	
〃 γ_{sat}	kN/m ³	21.1	
内部摩擦角 ϕ	°	34	
粘着力	kN/m ²	—	逆算によって算出
地下水位条件	—	R06.0.7.12_2 時	浸透流解析結果より

3) 地下水位の設定

地下水位の設定は、浸透流解析の結果を参考に水位を設定する（但し、ボーリング調査の結果からは、崩壊が予見される dt 層内の地下水位は確認されていない）。

4) 現況安全率と計画安全率

表 3.2.2 初期安全率一般値

現在安定を保っている場合	1.00
降雨等に伴い若干の変動が認められる場合	0.98
すべりが進行している場合	0.95

「公共土木施設の災害申請工法のポイント」p144 より抜粋

保全対象は、重要度は高いと判断されるため、下表を参考に計画安全率は $PF_s=1.20$ とする。

表 3.2.2 計画安全率一般値

重要な道路、河川、人家等に重大な影響を与える箇所		1.20
上記以外	主要地方道、一般県道	1.15
	市町村道	1.12
応急工事		1.05

「公共土木施設の災害申請工法のポイント」p144 より抜粋

5) 上載荷重

斜面上部には緊急車両用道路が設置されているため、道路には上載荷重（交通荷重） $q=10\text{Kn/m}^2$ を見込んで検討を行う。

ただし、対策前の現況斜面上には安全側を考慮して交通荷重を作用させないものとする。

また、A箇所は擁壁構造が網状鉄筋挿入工に支えられることから、上載荷重は作用させないこととする。

3.2.2 設計計算

1) 安定計算結果（逆算）

逆算法によって得られた粘着力 c は以下のとおり。詳細な計算シートは巻末に付す。

表 3.2.3 A 箇所逆算安定解析結果

強度逆算 条件 結果	対象斜面：	A1断面（崩壊後）
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時
	単位体積重量：	$\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}} = 21.0 \text{ kN/m}^3$
	安全率：	$F_s = 1.00$
	逆算強度：	$\phi = 34.0^\circ$ 、 $C = 5.76 \text{ kN/m}^2$

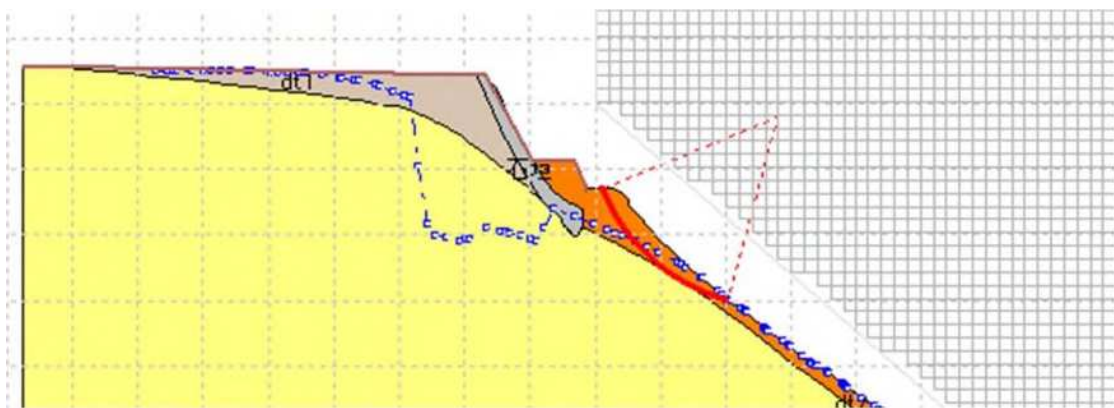
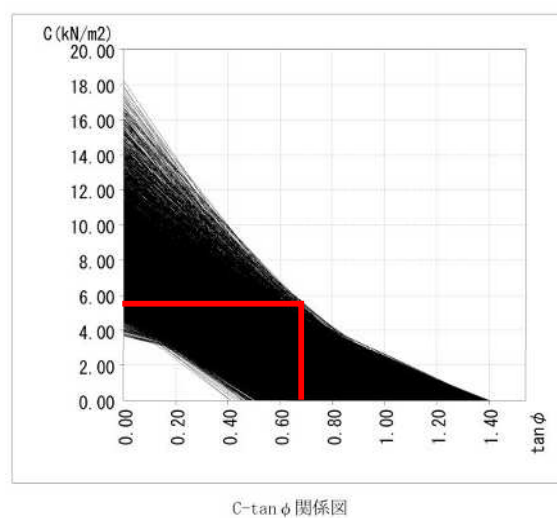


図 3.2.3 A 箇所逆算時安定解析円弧



C-tan φ 関係図

図 3.2.4 A 箇所逆算結果

表 3. 2. 4 B 箇所逆算安定計算結果

強度逆算 条件 結果	対象斜面：	B1断面（現況）
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時
	単位体積重量：	$\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}}=21.0\text{kN/m}^3$
	安全率：	$F_s=1.00$
	逆算強度：	$\phi = 34.0^\circ$ 、 $C=6.22\text{kN/m}^2$

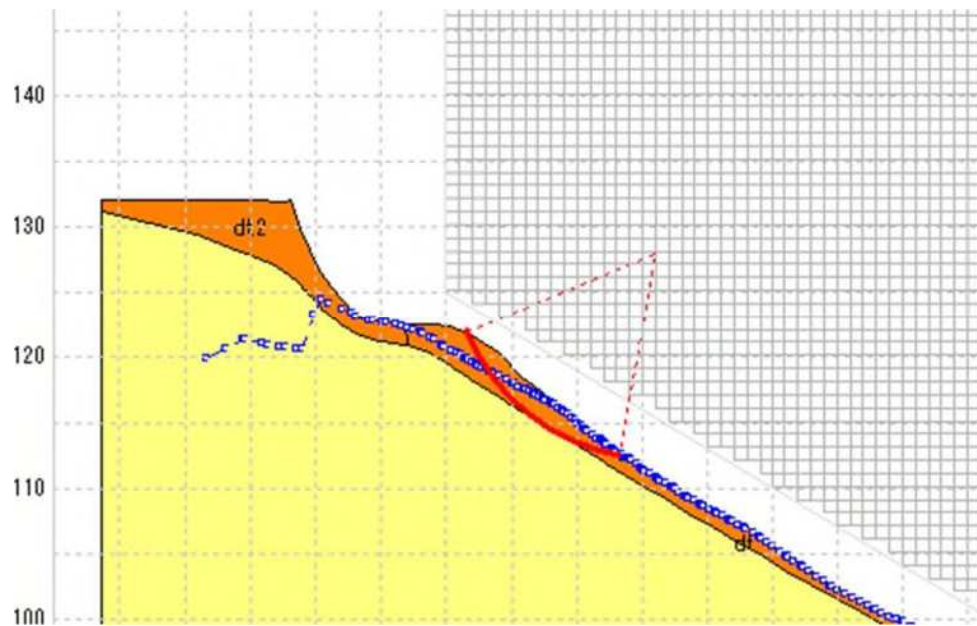
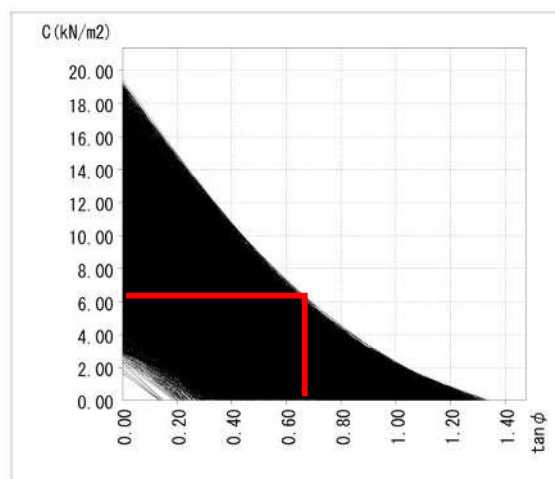


図 3. 2. 5 B 箇所逆算時安定解析円弧



C-tan φ 関係図

図 3. 2. 6 B 箇所逆算結果

2) 安定計算結果（抑止力）

A箇所・B箇所における安定計算結果を以下に示す。

地山補強土工の検討では、下記最大抑止力円弧で最適配置となる補強材の規格を決定し、対象斜面全体に配置する計画とする。

更に補強材配置後に繰り返し円弧計算を実施し、発生するすべての円弧に対して計画安全率を満足するか検証を行った。

表 3.2.5 A箇所安定計算結果

強度逆算 条件 結果	対象斜面：	A1断面（崩壊後）	
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時	
	単位体積重量：	$\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}}=21.0\text{kN/m}^3$	
	安全率：	$F_s=1.00$	
	逆算強度：	$\phi = 34.0^\circ$ 、 $C=5.76\text{kN/m}^2$	
対策検討	計画安全率	$F_s=1.20$	
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時	
	円弧すべり	最小安全率円弧	最大抑止力円弧
	安全率 F_s	1.000	1.017
	必要抑止力 Pr (kN/m)	37.4	41.4
	円弧半径 (m)	14.503	18.995
	すべり面長 (m)	13.177	14.186

表 3.2.6 B箇所安定計算結果

強度逆算 条件 結果	対象斜面：	B1断面（現況）	
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時	
	単位体積重量：	$\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_{\text{sat}}=21.0\text{kN/m}^3$	
	安全率：	$F_s=1.00$	
	逆算強度：	$\phi = 34.0^\circ$ 、 $C=6.22\text{kN/m}^2$	
対策検討	計画安全率	$F_s=1.20$	
	地下水位：	浸透流解析結果水位 R06.07.12_2時	
	円弧すべり	最小安全率円弧	最大抑止力円弧
	安全率 F_s	1.000	1.020
	必要抑止力 Pr (kN/m)	48.2	56.6
	円弧半径 (m)	15.664	24.588
	すべり面長 (m)	15.648	18.532

3.2.3 切土補強土工検討結果

1) 設計条件

対策検討に用いる検討条件は以下の通り。

極限周面摩擦抵抗値（地山と注入材の周面摩擦力）

崖錐堆積物 : 砂礫 N 値 5 相当 $\tau = 0.04\text{N/mm}^2$
緩み領域 (DL～DH) : 風化岩相当 $\tau = 0.48\text{N/mm}^2$
亀裂性岩盤 (CL～CM) : 風化岩相当 $\tau = 0.48\text{N/mm}^2$

極限周面摩擦抵抗値は「切土補強土工設計・施工指針 NEXCO」に示される一般値から設定した。

dt 層は平均N値 5 程度であるため、N 値 10 での極限周面摩擦抵抗 0.08 N/mm^2 の半分となる 0.04N/mm^2 を採用した。

表 3.2.7 周面摩擦抵抗値

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗(N/mm ²)
地盤	硬岩	1.20
	軟岩	0.80
	風化岩	0.48
	砂	0.48
砂礫	N 値	0.08
	20	0.11
	30	0.20
	40	0.28
	50	0.36
砂	N 値	0.08
	20	0.14
	30	0.18
	40	0.23
	50	0.24
粘土上		0.8・c c: 粘着力

「切土補強土工設計・施工要領」より抜粋

- ・法面低減係数： $\mu = 0.7$

本検討では、くもの巣ネット工法をモデルとしている。

「くもの巣ネット工法 設計・施工マニュアル（2023 年 12 月）」によると、法面工低減係数の標準値は 0.7 とされていることから、本検討においても、 $\mu = 0.7$ を採用する。

※ 低減係数

上記の算定に当たっては、次に示す低減係数を考慮し算出する。

- ・ のり面工低減係数(設計引張力の低減係数)(μ) 0.7～1.0

標準は 0.7 である(参考資料—9 参照)。

ただし、補強材力が対象斜面の地山全面にわたって十分に伝達すると判断される場合は、「東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社；切土補強土工法設計・施工要領」p50、表 4.10.1 に示される 0.7～1.0 の範囲を設定することができる。

「くもの巣ネット工法 設計・施工マニュアル」P9 より抜粋

- ・ その他の条件

上記以外の条件については、「切土補強土工法設計・施工要領」P31 より以下にまとめて示す。

- ・ 補強材の許容引張応力度 : 200N/mm² (SD345)
- ・ 極限周面摩擦抵抗の安全率 : 2.0
- ・ 補強材と注入材の許容付着力 : 1.6N/mm² (注入材の設計基準強度 24N/mm²)

安全率、許容応力度については、次の考え方を基本とする。

(1) 補強斜面の計画安全率

補強斜面の計画安全率は、永久と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする。

表 4.4.1 補強斜面の計画安全率

項 目	計画安全率
永久（長期）	$F_{sp}^{*1)} \geq 1.20$
仮設（短期）	$F_{sp}^{*2)} \geq 1.05, 1.10$

※1) 永久の計画安全率 $F_{sp} \geq 1.20$ は、本線等の永久のり面、埋戻し後地表に残る永久のり面、存置期間が2年以上の仮設のり面などに適用する。

※2) 仮設の計画安全率は、①掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.05$ とし、②最下段の補強材設置後から埋戻し前までの存置期間の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.10$ とする。

(2) 補強材の許容引張応力度

永久の場合の補強材の許容引張応力度は、表4.4.2とする。また、仮設の場合の補強材の許容引張応力度は、永久の1.5倍とする。

表 4.4.2 補強材の許容引張応力度 (N/mm²)

補強材の種類	SD345
許容引張応力度	200

(3) 注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗

注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗は、引抜き試験を行って決定することが望ましいが、実施工前に安全性の確認をすることを条件として、推定値を使ってもよいものとする。

(4) 極限周面摩擦抵抗の計画安全率

極限周面摩擦抵抗の安全率は、永久と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする。

表 4.4.3 極限周面摩擦抵抗の安全率

項 目	安全率
永久（長期）	$F_{sa} = 2.0$
仮設（短期）	$F_{sa} = 1.5$

(5) 補強材と注入材の間の許容付着応力

永久の場合の補強材と注入材の間の許容付着応力は、表4.4.4とする。また、仮設の場合の補強材と注入材の間の許容付着応力は、永久の1.5倍とする。

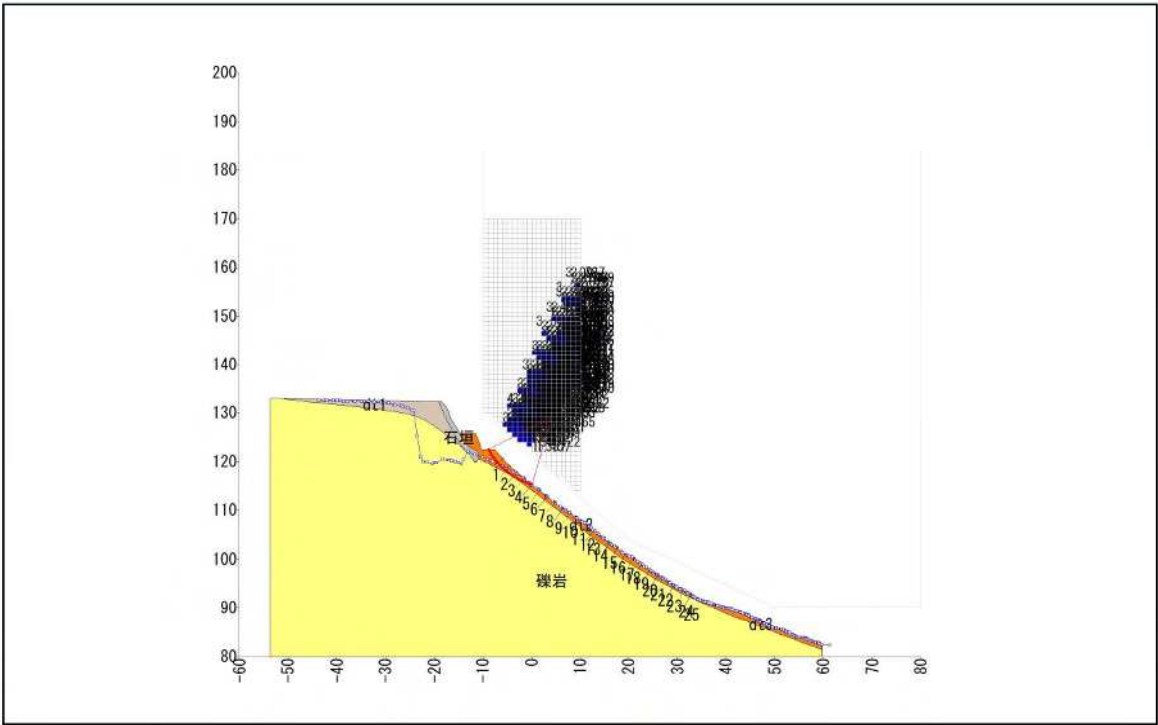
表 4.4.4 異形鉄筋と注入材の許容付着応力 (N/mm²)

注入材の設計基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

「切土補強土工法設計・施工要領」P31 より抜粋

2) 検討結果（A箇所）

検討の結果、ボルトの規格は以下の通りとなった。



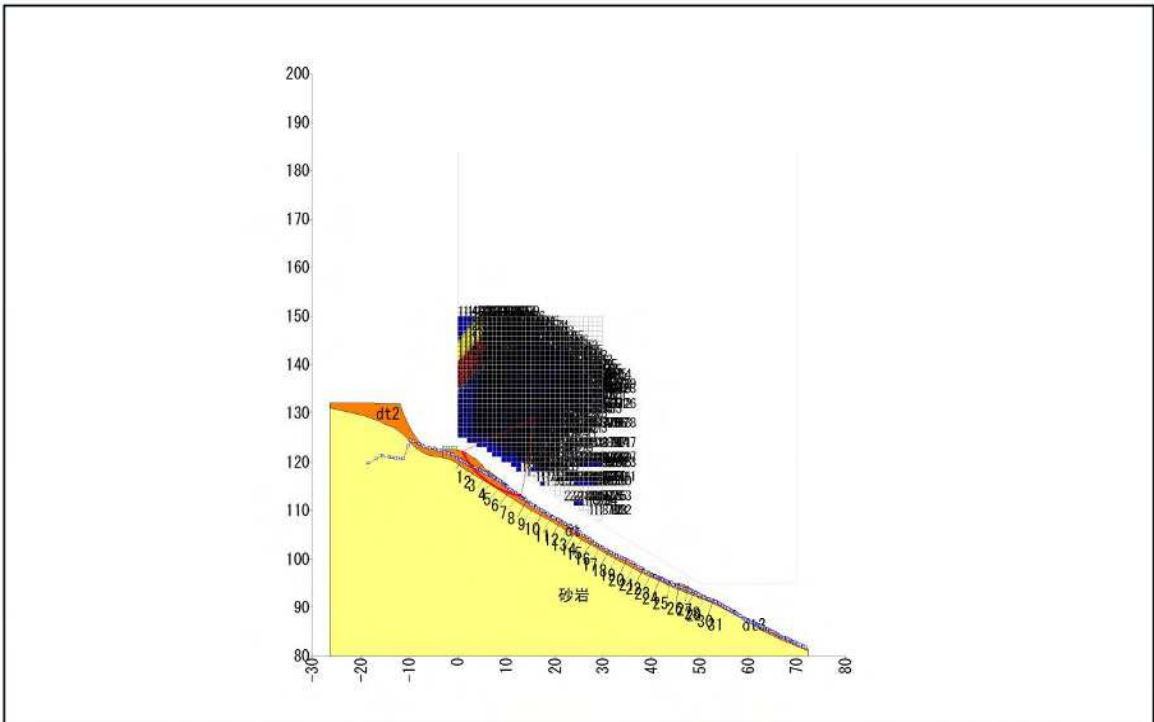
照査結果					
項目		記号	単位	数値(常時)	
				補強前	補強後
計算結果	安全率	Fs	—	1.053	1.207
	計画安全率	Fsp	—	1.200	
円弧	中心座標	X	m	4.000	
		Y	m	129.000	
	半径	r	m	14.500	
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	169.95	
	滑動力	T	kN/m	161.28	
	補強材抵抗力	Sr	kN/m	—	24.839

ボルト規格	ボルト長	照査後安全率
D19	3.0m	1.207・・・ok

以上の結果より A 箇所のボルト長は 3.0m と設定する。

3) 検討結果（B箇所）

計算の結果、ボルトの規格は以下の通りとなった。



照査結果					
項目		記号	単位	数値(常時)	
				補強前	補強後
計算結果	安全率	Fs	—	1.003	1.212
	計画安全率	Fsp	—	1.200	
円弧	中心座標	X	m	16.000	
		Y	m	129.000	
	半径	r	m	16.500	
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	255.30	
	滑動力	T	kN/m	254.51	
	補強材抵抗力	Sr	kN/m	—	53.420

ボルト規格	ボルト長	照査後安全率
D19	4.0m	1.212・・・ok

以上の結果より B 箇所のボルト長は 4.0m と設定する。

3.2.4 受圧板構造検討結果

1) A箇所設計条件

計 算 条 件			
項 目	記 号	単 位	数 値
設計引張り力	T_d	kN/本	19.516
のり面工の低減係数	μ	—	0.70
のり面工に作用する補強材引張り力	T_o	kN/本	13.662

のり面工の諸元			
項 目	記 号	単 位	数 値
規格	—	—	CMPL-200
許容設計荷重	T_A	kN	30.0
ネットとの交点数	n_1	箇所	2
製品重量	W	kg	2.9
寸法 (縦×横)	—	mm	200×200

のり面工に作用する補強材引張り力の照査

設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.1] 19.516 (kN/本) を使用する。

のり面工に作用する補強材引張り力 T_o を照査する。

$$\begin{aligned}
 T_o &= \mu \cdot T_d = 0.70 \times 19.516 \\
 &= 13.662 \text{ (kN/本)} \leq T_A = 30.0 \text{ (kN/本)} \cdots \text{OK}
 \end{aligned}$$

したがって、支圧板 (クモ用プレート) CMPL-200 を採用する。

2) 検討結果

安全性の照査

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{30.030}{11.988} = 2.50 \geq 1.00 \cdots \text{OK}$$

以上より、クモの巣ネット工法による中抜け防止が期待できることとなる。

3) B箇所設計条件

計 算 条 件			
項 目	記 号	単 位	数 値
設計引張り力	T_d	kN/本	26.231
のり面工の低減係数	μ	—	0.70
のり面工に作用する補強材引張り力	T_o	kN/本	18.362

のり面工の諸元			
項 目	記 号	単 位	数 値
規格	—	—	CMPL-200
許容設計荷重	T_A	kN	30.0
ネットとの交点数	n_1	箇所	2
製品重量	W	kg	2.9
寸法 (縦×横)	—	mm	200×200

のり面工に作用する補強材引張り力の照査

設計引張り力 T_d は、最大値 [補強材 No.4] 26.231 (kN/本) を使用する。

のり面工に作用する補強材引張り力 T_o を照査する。

$$\begin{aligned}
 T_o &= \mu \cdot T_d = 0.70 \times 26.231 \\
 &= 18.362 \text{ (kN/本)} \leq T_A = 30.0 \text{ (kN/本)} \cdots \text{OK}
 \end{aligned}$$

したがって、支圧板 (クモ用プレート) CMPL-200 を採用する。

4) 検討結果

安全性の照査

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{31.210}{12.678} = 2.46 \geq 1.00 \cdots \text{OK}$$

以上より、クモの巣ネット工法による中抜け防止が期待できることとなる。

3.3 擁壁・補強土予備設計

3.3.1 設計条件の確認

緊急車両用道路を復旧するにあたり、斜面崩壊前に設置されている擁壁構造を再構築する必要がある。

検討に当たっての地盤条件は以下の通りとする。

項 目	数 値	備 考
単位体積重量	20.0kN/m ³	三軸圧縮試験値より
内部摩擦角	34°	三軸圧縮試験値より
粘着力	0.0kN/m ²	三軸試験では7.0 kN/m ² であるが擁壁計算では粘着力を見込まない

3.3.2 型式比較検討

復旧する擁壁構造としては、再度災害防止の観点より極力荷重を少なくすることから、無駄に緊急車両道路の幅員を広くしない事を前提に、もたれ式擁壁（テラセル工法、大型ブロック積擁壁工法）並びに軽量盛土による擁壁構造の3パターンにより比較検討を実施した。

規格検討表を図に示す。

比較検討の結果、テラセル工法が「経済性」、「施工性」に最も優れるため、採用工法とした。

大型ブロック積工法および軽量盛土工法の検討書は巻末資料に付す。

【擁壁工較検討結果一覧表】

工 法	第1案:テラセル工法+網状鉄筋工法						第2案:大型ブロック積工法+網状鉄筋工法						第3案:軽量盛土工法+網状鉄筋工法							
対 策 工 概 略 図																				
	・テラセル(ジオセル)に現地発生土や碎石を充填し、段積みすることで擁壁を構築し、切土法面を保護する工法である。 今までのコンクリートブロックをテラセルにすることで、部材が軽量になり施工性が向上する。						・防食性に優れた高強度ネットにより、面保護を行い、クモ用プレート及び補強材により斜面崩壊を抑止する工法。 ・植生の基礎工にもなり、落石予防工としても効果が期待できる。						・大型の発泡スチロールブロックを盛土材料として積み重ねていくもので、材料の軽量性、耐圧縮性、耐水性および積み重ねた場合の自立性等の特徴を有効に利用する工法である。軽量であるため、背面からの土圧が作用しないよう、地山補強土工による補強対策が必要となるが、その材料が石垣に干渉するため、史跡保護の観点からは採用不可となる。							
概 算 工 費 単位:円 施工規模 10m延長当り	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額	工 種	規 格	単位	数量	単価	金額		
	テラセル工法		m	10	115,999	1,159,990	大型ブロック積工法		m	10	173,533	1,735,330	軽量盛土工法		m	10	447,700	4,477,000		
	網状鉄筋挿入工		m	10	861,800	8,618,000	網状鉄筋挿入工		m	10	1,081,368	10,813,680	網状鉄筋挿入工		m	10	679,828	6,798,280		
	直接工事費		¥9,777,990				直接工事費		¥12,549,010				直接工事費		¥11,275,280					
			経済比率		1.000					経済比率		1.283					経済比率		1.153	
施工性	・人力での施工が可能であるため、狭隘な場所での施工に適している。 ・柔軟な材料であり、端部の擦り付けも容易に現地合わせすることが出来る。					◎	16tクレーンが必要となるため、別途工事用道路の整備が必要となる。					△	・軽量盛土材料の積み上げは、人力での作業がメインとなり作業性は良い。					◎		
施工日数10m当り (1パーティ)	10日(テラセル)+18日(網状鉄筋挿入工)					◎	20日(大型ブロック)+22日(網状鉄筋挿入工)					△	14日(軽量盛土)+18日(網状鉄筋挿入工)					○		
景観性	・製品色は黒色であるため、他コンクリート製品に比べて目立たない。 将来的には、植生が繁茂するため3案中最も景観性に優れる。					○	・コンクリート面が露出するため、景観性は劣るものの、着色することにより対応は可能である。					○	・コンクリートパネルはテクスチャを変更できるため、対応は可能である。					○		
経済性	・3案中、最も経済性に優れる。					◎	・3案中、最も経済性に劣る。					△	・第1案に比べ、若干経済性に劣る。					○		
維持管理	・基本的には維持管理は不要となる。					◎	・基本的には維持管理は不要となる。					◎	・基本的には維持管理は不要となる。					◎		
史跡における実績	・史跡における実績あり。					○	・史跡における実績あり。					○	・史跡における実績あり。					○		
総合評価	◎						△						○							

3.4 もたれ式擁壁工詳細設計

ここでは、予備設計で決定したテラセル工法について、詳細検討を実施する。

3.4.1 設計条件の確認

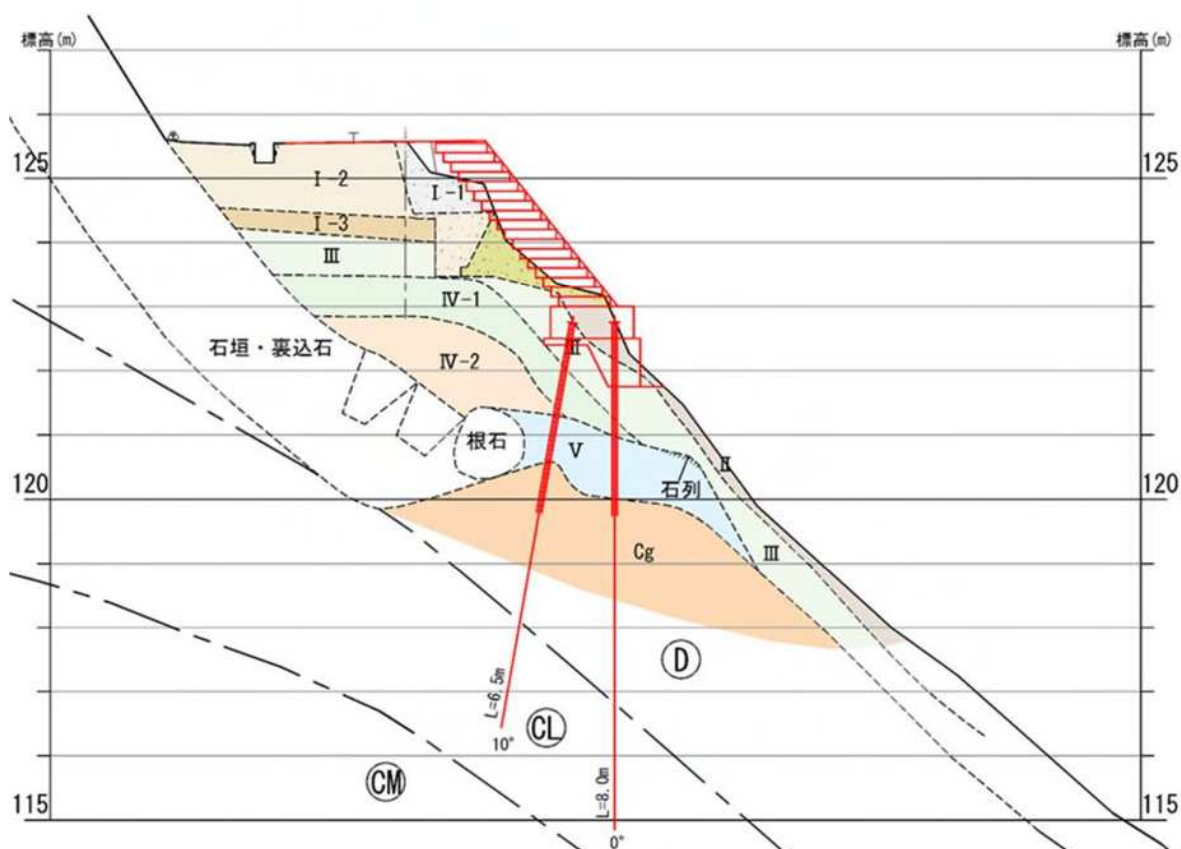
1) モデル断面の設定

テラセルの検討断面は、壁高が最も高くなる SP33.6 の断面（H=3.9m）で検討を行う。

網状鉄筋挿入工の検討では、勾配が急であるため外力が大きくなる A-1 測線断面を用いて検討を実施した。ただし、網状鉄筋挿入工の天端に作用する外力は（H=3.9m）の外力を用いて計算を実施する。

もたれ式擁壁として検討を実施するため、通常擁壁勾配は立てる方が望ましい。

一方で、今回支持層となる地盤には、石垣の根石があることと緊急車両道路を最低限の幅員とする計画とすることから、以下のとおり 1:0.8 勾配と設定した。



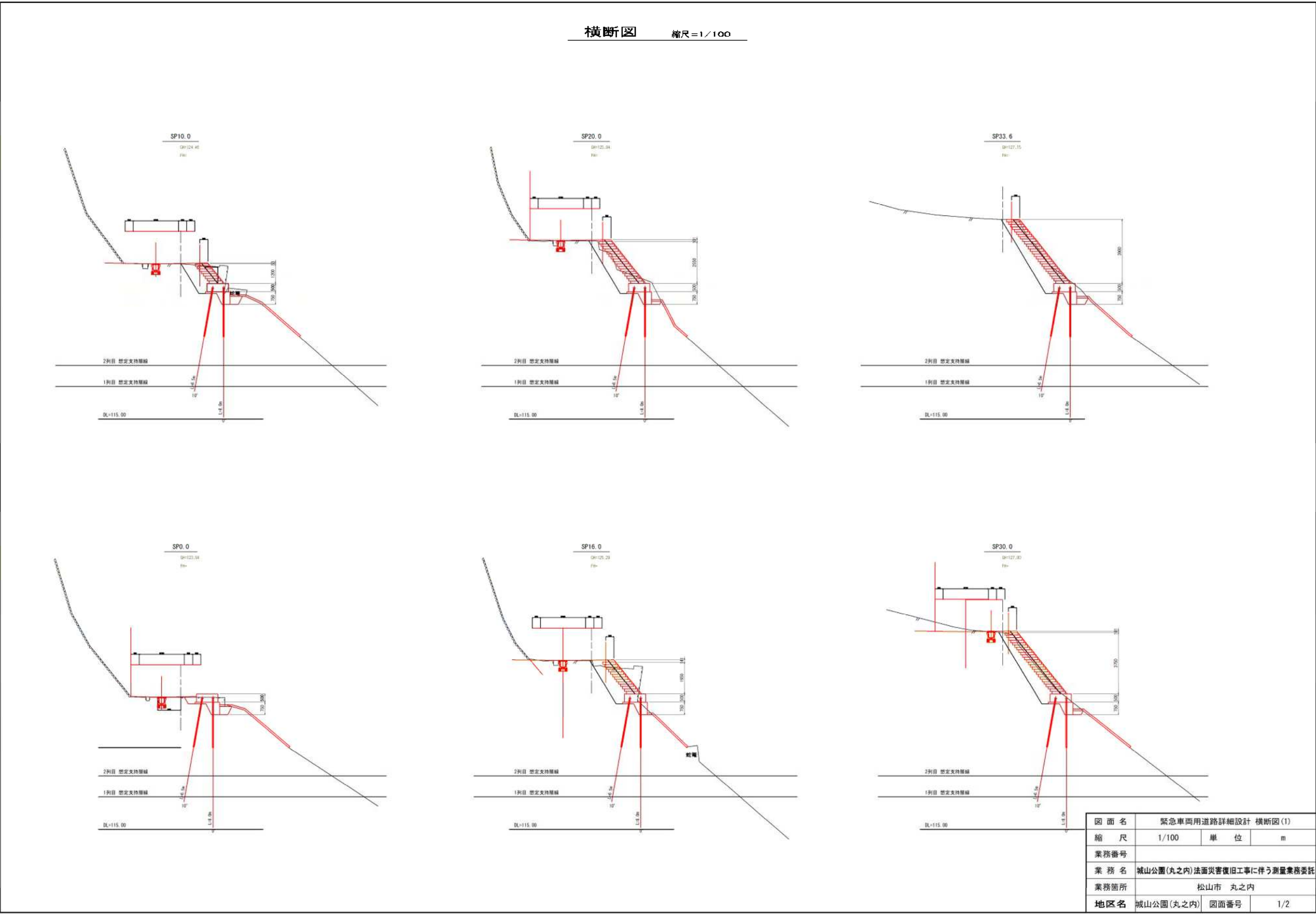
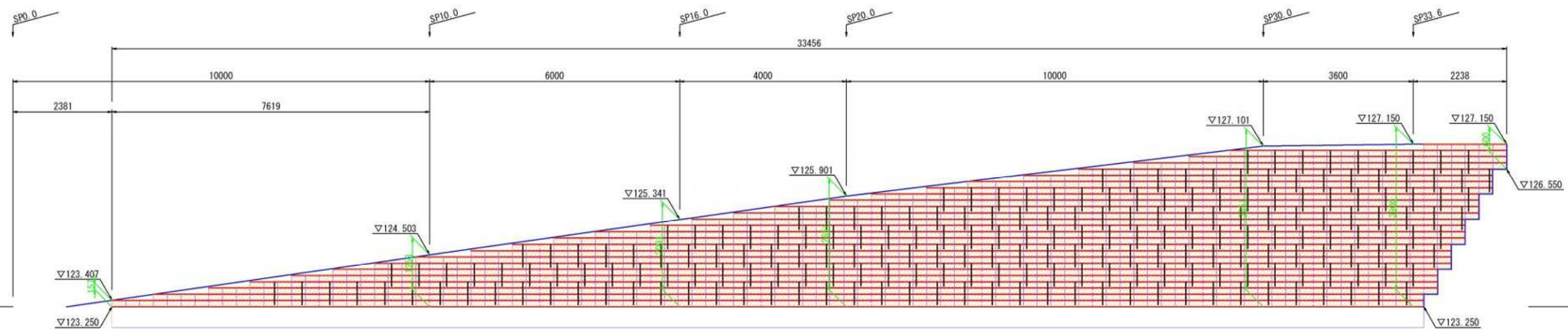


図 3.4.3 擁壁配置横断面図

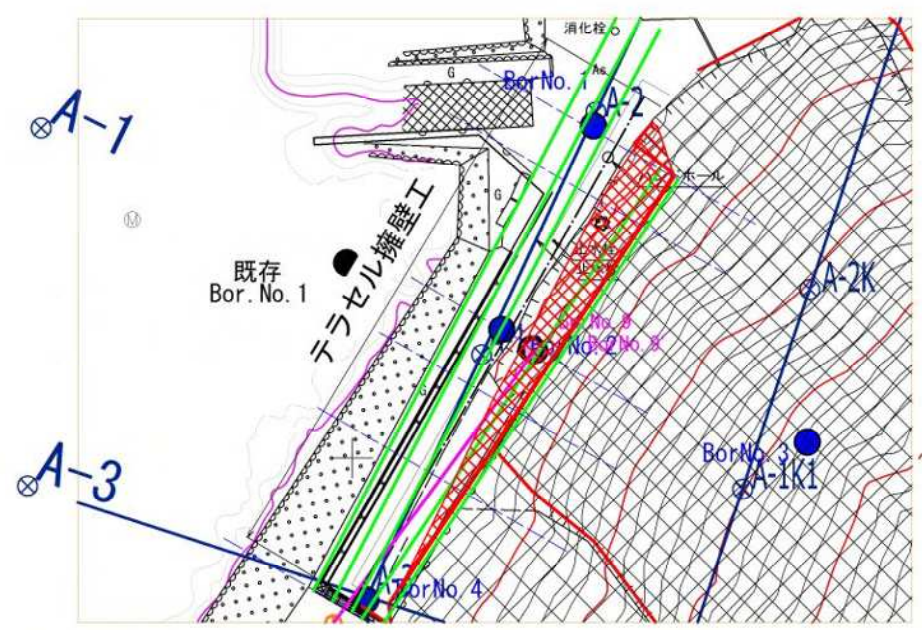
テラセル擁壁工計画図(1)

正面展開図 S=1: 50 (A1)
S=1:100 (A3)



テラセル(3セルタイプ) A= 73.3m2
砕石層 (3セルタイプ) A= 73.3m2
(面積はすべて鉛直投影でCADによるデジタル計測とする。)
ジオセルバッグ L= 33.5m(天端計画長)

位置図 S=1:200 (A1)
S=1:400 (A3)



凡 例	
形 状	種 別
	テラセル
	砕 石 層
	セルアンカー

数 量 表			
項 目	規 格	単 位	数 量
壁面工	直高面積	m2	77.0
テラセル	3セルタイプL2650×B800	枚	194
	セルロック	個	1358
セルアンカー	□30×550	本	212
ジオセルバッグ		袋	118
樹脂アンカーピン	□20×300	本	118
砕 石	C-40 (またはRC-40)	m3	64.5

※壁面工、不織布5%、砕石10%のロス含む。

工事名	
施工箇所名	
路線名	
図面名称	
図面縮尺	
図面番号	

図 3.4.4 擁壁配置横断面図

2) 土質定数の設定

土質強度定数は、三軸圧縮試験の結果を採用し、以下の通りに設定した。

表 3.4.1 土質定数一覧

項 目	数 値	備 考
単位体積重量	20.0kN/m ³	三軸圧縮試験値より
内部摩擦角	34°	三軸圧縮試験値より
粘着力	7.0kN/m ²	擁壁計算では粘着力を見込まない

3) 上載荷重

擁壁構造物（テラセル）上部には緊急車両道路が通る計画であるため、常時の検討においては、上載荷重として $q=10\text{kN/m}^2$ が作用するものとし、地震時には作用させないものとする。

4) 地震時の検討条件

対象とする道路は緊急車両用道路であり、一般車両は通行しないことから地震時の検討に用いる地震動はレベル1地震動とする。

地盤種別 II種地盤（沖積層相当） 0.15

地域区分 愛媛県 0.85

道路土工要綱 p350

設計水平震度 $k_h=0.127 \div 0.13$

地盤調査結果に基づく地盤種別の区別を原則とするが、地盤種別の区別に必要な情報が得られていない場合には、I種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、III種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、II種地盤はI種地盤及びIII種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてもよい。ここでいう沖積層には、がけ崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂れき層、玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

道路土工要綱 p354

解表5-1 設計水平震度の標準値 k_{H0}

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

道路土工擁壁工指針 p96

資表 1-5 地域別補正係数の地域区

地域区分	地域別補正係数 C_d	対 象 地 域
A	1.0	(一) (二)から(四)までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二) 北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡(上川支庁)、のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、登呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、北会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白川郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳至郡、珠洲郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡、三豊郡 愛媛県、高知県 熊本県((三)に掲げる市及び郡を除く。) 大分県((三)に掲げる市及び郡を除く。) 宮崎県
C	0.7	(三) 北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡 鹿児島県(名瀬市及び大島郡を除く。)
		(四) 沖縄県

5) 擁壁工の安定性照査条件

擁壁の安定性の照査においては、道路土工 擁壁工指針を参考に以下のとおり設定する。

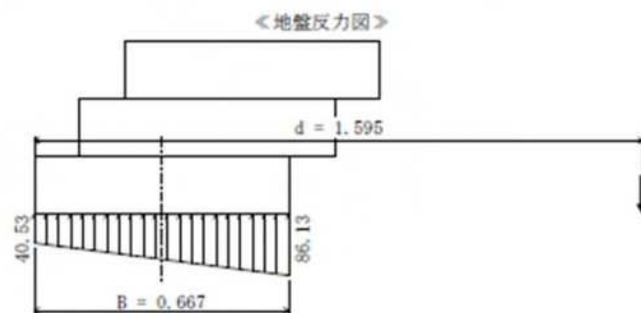
表 3.4.2 擁壁工検討条件一覧

項 目	数 値	備 考
検討型式	もたれ式擁壁	
擁壁高	3.90m	
底版幅	0.667m	
勾配	1:0.8	
荷重の組み合わせ	自重+土圧+活荷重	常時
	自重+地震の影響	地震時（自重による慣性力+地震時土圧）
転倒	常時 $B \times 1/6$ 以内	
	地震時 $B \times 1/3$ 以内	
滑動	常時 1.5	摩擦係数 0.6
	地震時 1.2	

3.4.2 設計計算結果

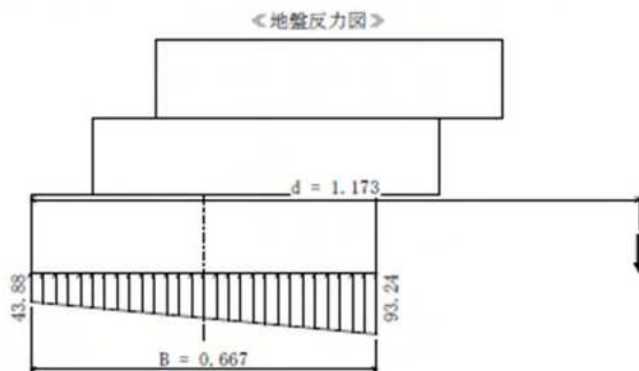
常時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
52.34	9.99	1.595	3.14	40.53	86.13	O. K.
許 容 值		0.334	1.50			



地震時

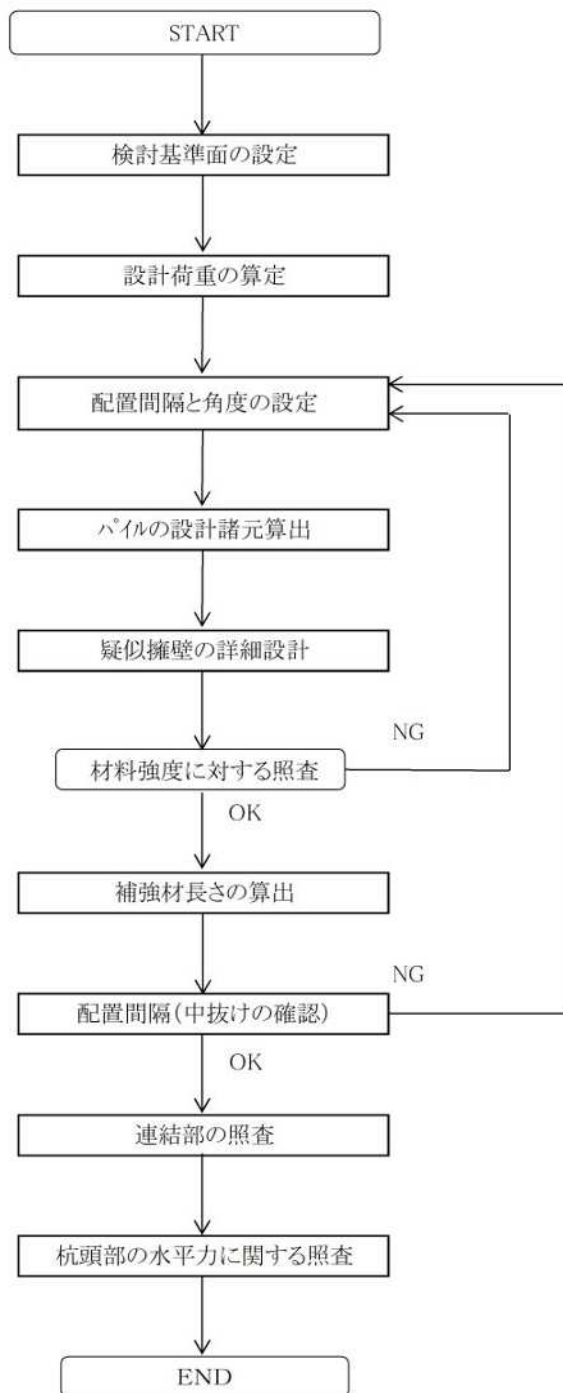
鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
52.34	23.42	1.173	1.34	43.88	93.24	O. K.
許 容 值		0.222	1.20			



3.5 一般構造物基礎工詳細設計

3.5.1 設計フロー

設計検討フロー図を示す。



3.5.2 外力条件

網状鉄筋挿入工のが設計条件を以下に示す。

【常時】

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	57.45	9.99	-	13.11
②キャッピングビーム自重	15.93	-	-	-
③補強体自重	139.40	-	-	-
④抑止力(Pr)	35.62	33.21	1.16	38.52
合計	248.40	43.20	-	51.63

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

- ・別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

$$q_{\max}=86.130\text{kN/m}^2$$

$$\text{テラセル擁壁の設計底版幅}=0.667\text{m}$$

$$N=86.130\text{kN/m}^2 \times 0.667\text{m}=57.45\text{kN/m}$$

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビーム(基礎)の重量。

- ・基礎断面積 0.650 m^2 $\times$ 単位体積重量 24.5kN/m^3

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

- ・補強体断面積 6.970 m^2 $\times$ 単位体積重量 20.0kN/m^3
- ・水平力 : 土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

- ・抑止力の鉛直分力

$$Pr_V = Pr \times \sin \theta \quad Pr = 48.7 \text{ kN/m} \quad \theta = 47.0^\circ$$

$$= 48.7 \times \sin 47.0$$

$$= 35.62 \text{ kN/m}$$

- ・抑止力の水平分力

$$Pr_H = Pr \times \cos \theta \quad Pr = 48.7 \text{ kN/m} \quad \theta = 47.0^\circ$$

$$= 48.7 \times \cos 47.0$$

$$= 33.21 \text{ kN/m}$$